



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos.*  
**UNIVERSIDAD DE CANTABRIA**



## **DIFERENCIAS EN EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN SEGÚN LA NORMATIVA EMPLEADA**

Trabajo realizado por:  
***Begoña Fernández López***

Dirigido:  
***Marina Miranda Manzanares***

Titulación:  
**Grado en Ingeniería Civil**

Santander, septiembre de 2021

**TRABAJO FIN DE GRADO**



## ÍNDICE

<b>ÍNDICE.....</b>	<b>3</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>5</b>
<b>SUMMARY .....</b>	<b>7</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....</b>	<b>9</b>
<b>2. SITUACIÓN ACTUAL .....</b>	<b>10</b>
<b>2.1. CONTEXTO NORMATIVO .....</b>	<b>10</b>
2.1.1. Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera.....	10
2.1.2. Eurocódigo 7 .....	10
2.1.3. Guía para el Proyecto de Cimentaciones en Obras de Carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico .....	11
<b>2.2. SITUACIÓN RESPECTO AL RESTO DE EUROPA .....</b>	<b>12</b>
<b>3. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN .....</b>	<b>14</b>
<b>3.1. CLASIFICACIÓN .....</b>	<b>14</b>
3.1.1. Estructura de contención rígida .....	14
3.1.2. Estructura de contención flexible .....	15
<b>3.2. ESFUERZOS QUE SOPORTAN LAS ESTRUCTURAS.....</b>	<b>15</b>
3.2.1. Empuje en reposo del terreno .....	16
3.2.2. Empuje activo del terreno .....	17
3.2.3. Empuje pasivo del terreno .....	17
<b>3.3. MÉTODOS DE CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS .....</b>	<b>17</b>
3.3.1. Teoría de empuje de tierras de Coulomb .....	17
3.3.2. Empuje de tierras según Rankine .....	19
<b>3.4. MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD GLOBAL .....</b>	<b>21</b>
3.4.1. Métodos de equilibrio global.....	21
3.4.2. Métodos de las rebanadas .....	23
<b>4. ANÁLISIS COMPARATIVO DEL PROYECTO GEOTÉCNICO EN FUNCIÓN DE LA NORMATIVA .....</b>	<b>25</b>
<b>4.1. ESTADOS LÍMITE A COMPROBAR EN EL DISEÑO GEOTÉCNICO .....</b>	<b>25</b>
4.1.1. Estado límite último EQU.....	26
4.1.2. Estado límite último STR.....	27
4.1.3. Estado límite último GEO .....	27
4.1.4. Estado límite último UPL .....	30
4.1.5. Estado límite último HYD.....	30
<b>4.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD .....</b>	<b>31</b>
4.2.1. Coeficientes de seguridad globales .....	31
4.2.2. Coeficientes de seguridad parciales.....	33
<b>4.3. ACCIONES.....</b>	<b>39</b>
4.3.1. Clasificación de las acciones.....	39
4.3.2. Acciones más importantes que considerar en el diseño geotécnico.....	40
<b>5. APLICACIÓN DEL ANÁLISIS AL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN .....</b>	<b>48</b>
<b>5.1. DATOS DE PARTIDA.....</b>	<b>48</b>
<b>5.2. SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO .....</b>	<b>50</b>
<b>5.3. SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO .....</b>	<b>51</b>
<b>5.4. SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO .....</b>	<b>52</b>
<b>5.5. ESTABILIDAD GLOBAL .....</b>	<b>54</b>
<b>5.6. RESULTADOS.....</b>	<b>55</b>

<b>6. CONCLUSIONES.....</b>	<b>56</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>58</b>
<b>ANEXO A: COEFICIENTES DE SEGURIDAD SEGÚN LA NORMATIVA EMPLEADA .....</b>	<b>61</b>
<b>ANEXO B: CÁLCULOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO EMPLEANDO LA GUÍA DE CIMENTACIONES PARA OBRAS DE CARRETERAS.....</b>	<b>69</b>
<b>ANEXO C: CÁLCULOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO EMPLEANDO EL EUROCÓDIGO 7: PROYECTO GEOTÉCNICO.....</b>	<b>75</b>
<b>ANEXO D: CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD GLOBAL.....</b>	<b>82</b>

## RESUMEN

**Título del TFG:** Diferencias en el diseño geotécnico de una estructura de contención según la normativa empleada

**Autor:** Begoña Fernández López

**Director:** Marina Miranda Manzanares

**Convocatoria:** septiembre 2021

**Palabras clave:** diseño geotécnico, estructura de contención, normativa, Eurocódigo 7, Guía de cimentaciones.

El presente Trabajo Fin de Grado es un estudio de las diferencias en el diseño geotécnico de una estructura de contención en función de la normativa empleada, motivado por el retraso que ha sufrido España, en comparación con otros países europeos, en adoptar el Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico como normativa de referencia.

Para realizar el análisis comparativo con el Eurocódigo 7 se ha seleccionado la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera como representación de la práctica tradicional española en el diseño geotécnico.

El objetivo de este trabajo es analizar las diferencias y similitudes que existen entre ambas normativas a través del diseño de una estructura de contención. En primer lugar, se han analizado las bases teóricas de las dos normas para luego proceder al cálculo de la estructura.

La gran novedad que introduce el Eurocódigo 7 es el uso de los coeficientes de seguridad parciales, que intentan unificar el diseño geotécnico con el diseño estructural, a diferencia de los coeficientes de seguridad globales que emplea la Guía de cimentaciones. Para la aplicación de estos coeficientes parciales el Eurocódigo 7 propone 3 Enfoques de Proyecto para permitir a los países elegir entre ellos y poder acercarse a su práctica tradicional.

Analizando las bases del proyecto geotécnico observamos que ambas normativas siguen un procedimiento muy similar en el que analizan los mismos estados límite últimos y tienen en cuenta las mismas acciones a la hora de diseñar, aunque el tratamiento que estas reciben va a variar en función de la normativa.

El Eurocódigo 7 introduce el concepto de acciones favorables y desfavorables, que ha generado polémica porque va acompañado del 'principio del mismo origen', el cual no permite definir de forma diferente acciones que provienen de la misma fuente.

En cuanto al cálculo de la estructura de contención, se han estudiado los estados límite últimos EQU y GEO para ilustrar de forma numérica estas diferencias y similitudes. En el caso de estudio, se han obtenido resultados muy similares con ambas normativas, destacando principalmente el parecido existente en el cálculo de la estabilidad frente al vuelco y de la estabilidad global.

En cambio, en el análisis de la estabilidad frente al deslizamiento y frente al hundimiento sí ha habido diferencias más notables, debidas principalmente a diferencias en las formulaciones propuestas por las normativas para realizar el cálculo.

## SUMMARY

**Title:** Differences in the geotechnical design of a retaining structure according to the standards used

**Author:** Begoña Fernández López

**Director:** Marina Miranda Manzanares

**Date:** September 2021

**Key words:** geotechnical design, retaining structure, standards, Eurocode 7, Guía de cimentaciones

This Final Degree Project is a study of the differences in the geotechnical design of a retaining structure depending on the standards used, motivated by the delay that Spain has suffered, in comparison with other European countries, in adopting Eurocode 7: Basis for geotechnical design as a reference standard.

To carry out the comparative analysis with Eurocode 7, the Guide to Foundation in Road Works has been selected as a representation of traditional Spanish practice in geotechnical design.

The objective of this work is to analyse the differences and similarities between both regulations through the design of a retaining structure. First, the theoretical bases of the two standards have been analysed to then proceed with the calculation of the structure.

The great novelty introduced by Eurocode 7 is the use of partial safety coefficients, which attempt to unify the geotechnical design with the structural design as opposed to the global safety factor used in the Foundations Guide. For the application of these partial coefficients the Eurocode 7 proposes 3 Design Approaches to allow countries to decide between them and try to mirror their traditional practice.

Analysing the bases of the geotechnical design, we observe that both standards follow a very similar procedure in which they analyse the same ultimate limit states and consider the same actions, although their treatment will vary depending on the standard.

Eurocode 7 introduces the concept of favourable and unfavourable actions, which has generated controversy because of the 'Single Source Principle', which does not allow actions from the same source to be defined differently.

Regarding the calculation of the retaining structure, the ultimate limit states EQU and GEO have been studied to illustrate these differences and similarities numerically. In the case studied, very similar results have been obtained with both standards, highlighting the similarity in the calculation of the overturning stability and global stability.

On the other hand, in the analysis of stability against sliding and bearing capacity, there were more notable differences, mainly due to differences in the formulations proposed by the standards for the calculation.

.



## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La publicación en el año 2016 del Anexo Nacional que acompaña a la norma europea *Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico*, traducida al castellano y publicada en el año 2010, supone la introducción de una nueva normativa a nivel nacional para realizar el diseño geotécnico de una estructura. Este documento forma parte de un conjunto de normas publicadas a nivel europeo, denominadas Eurocódigos estructurales, que pretenden unificar criterios y normativas en las materias de diseño, cálculo y dimensionado de las estructuras.

Hasta esa fecha en España se disponía de tres normas diferentes para el diseño geotécnico, dependiendo del campo de aplicación de la estructura, pudiendo ser edificación, obras marítimas y obras de carretera. Para este trabajo vamos a centrar la estructura de contención dentro de una obra de carretera, por lo que la normativa a aplicar es la *Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera*.

El Eurocódigo 7 supone un cambio muy importante en la metodología de cálculo, ya que introduce los coeficientes de seguridad parciales al diseño geotécnico. Esta nueva práctica difiere completamente de la práctica tradicional española, en la que se empleaban los coeficientes de seguridad globales.

Este cambio en la metodología generó grupos de expertos a nivel europeo para el correcto desarrollo del Eurocódigo 7. Actualmente, estos grupos se han vuelto a formar para la redacción de la 2ª generación de esta norma, con la finalidad de unificarla más a nivel estructural con el resto de Eurocódigos.

El objetivo principal de este trabajo es analizar las diferencias y similitudes que existen entre la práctica tradicional española y la que propone el Eurocódigo 7 a través de un cálculo simplificado de una estructura de contención, realizando un trabajo similar al que han llevado a cabo estos grupos de expertos.

## 2. SITUACIÓN ACTUAL

### 2.1. CONTEXTO NORMATIVO

Las normativas que se han empleado en España en el diseño geotécnico de las estructuras, en función del campo de aplicación, han sido la *Guía de Cimentaciones para Obras de Carreteras* (Ministerio de Fomento, 2009), el *Código Técnico de la Edificación* (Ministerio de la Vivienda, 2005), y las *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias* (Puertos del Estado, 2005). Con la llegada a nuestro país del *Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico* (AENOR, 2016) junto con el correspondiente Anexo Nacional, la Dirección de Carreteras procedió a redactar un documento que facilitase la implementación de esta norma europea. Este nuevo documento, que pasaba a sustituir a la anterior guía, es la *Guía para el Proyecto de Cimentaciones en Obras de Carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico* (Ministerio de Fomento, 2019).

#### 2.1.1. Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera

La *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* (Guía de cimentaciones, en lo sucesivo) fue elaborada por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras con la colaboración del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX y de un grupo numeroso de expertos nacionales de geotecnia y estructuras. La información recopilada en este documento no era de obligado cumplimiento, pero era recomendable su uso a la hora de diseñar, construir y conservar obras de la Dirección General de Carreteras.

En el momento de redacción de esta guía, no era la práctica habitual en el campo geotécnico el uso de los coeficientes parciales de seguridad empleados en las acciones, en las propiedades del terreno y en las resistencias, a diferencia del resto del proyecto estructural en el que son ampliamente utilizados. Es por eso por lo que se optó por un coeficiente de seguridad único, que deberá ir asociado a cada uno de los modos de fallo que se estudien, y que engloba las incertidumbres tanto de las acciones, los parámetros del terreno y las resistencias como de los modelos de cálculo empleados.

#### 2.1.2. Eurocódigo 7

Los Eurocódigos estructurales son un conjunto de normas europeas de carácter voluntario, encargadas por la Comisión Europea al Comité Europeo de Normalización (CEN), que proporcionan una serie de métodos comunes para calcular la resistencia de los diferentes elementos estructurales de una obra de construcción.

El documento de interés para este trabajo dentro de los Eurocódigos estructurales es la norma *EN 1997 Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico* (Eurocódigo 7 o EC-7, en lo sucesivo). Esta norma recopila instrucciones y métodos de cálculo para el proyecto geotécnico enfocado tanto a obras de ingeniería civil como a obras de edificación.

El objetivo del EC-7 es armonizar la práctica en todos los países europeos, sentando unas bases de cálculo para el diseño geotécnico completamente homogéneas y compatibles con las bases del cálculo estructural. Esto se materializa mediante la incorporación de los coeficientes de seguridad parciales, que afectan a las acciones, a los materiales del terreno y a las resistencias, lo que supone una gran diferencia con la práctica tradicional española de los coeficientes de seguridad globales.

Este intento de unificar los cálculos conlleva un problema y es que, a diferencia del resto de materiales como son el hormigón o el acero, el terreno es un material natural y varía ampliamente de un lugar a otro. Por lo tanto, cada país tiene sus características particulares en las que están basadas las prácticas habituales de cada lugar. Por ese motivo, el EC-7 propone 3 Enfoques de Proyecto para aplicar los coeficientes de seguridad parciales, cuyos valores la norma propone con carácter general. Luego, cada país puede adaptarlos para acercarse a su práctica tradicional mediante los Parámetros de Determinación Nacional (NDP), y mediante la Información Complementaria No Contradictoria (NCCI) recogida en el Anexo Nacional, además de la elección del Enfoque de Proyecto.

### 2.1.3. Guía para el Proyecto de Cimentaciones en Obras de Carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico

La Dirección General de Carreteras ha redactado el documento *Guía para el Proyecto de Cimentaciones en Obras de Carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico* (Guía para el Eurocódigo, en lo sucesivo) con el objetivo de facilitar el uso e interpretación del Eurocódigo 7, y colaborar en la divulgación dentro de España de los conceptos recogidos en dicha norma.

La filosofía de esta nueva guía es la de asumir completamente el método de cálculo propuesto por el EC-7, proponiendo procedimientos y formulaciones donde la norma europea solo plantea principios. También hace hincapié en la comprensión del Anexo Nacional del EC-7, que ha sido redactado de forma que los parámetros a emplear acerquen los resultados obtenidos a la práctica habitual.

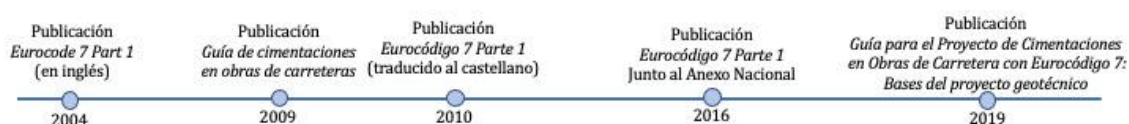
## 2.2. SITUACIÓN RESPECTO AL RESTO DE EUROPA

Es interesante poner en contexto la situación actual de España con respecto a los Eurocódigos, ya que sufrimos un retraso importante en relación con el resto de los países europeos a la hora de adoptarlos.

Los Eurocódigos son un conjunto de normas que, desde 1986 hasta la actualidad, el Comité Europeo de Normalización ha desarrollado a petición de la Comisión Europea. Estas normas deben ir siempre acompañadas de un Anexo Nacional redactado y aprobado por cada país para su correcta utilización. En este anexo se detallan los Parámetros de Determinación Nacional, coeficientes para los que el Eurocódigo deja libertad en su definición a cada país con el fin de que establezca exigencias particulares. Por otra parte, este documento puede incluir también Información Complementaria No Contradictoria, que trata de aclarar o complementar lo expuesto en la norma en casos particulares de cada país con el objetivo de adaptarse a la experiencia y normativa previa, que se sabe que funciona.

En esta línea, y con relación a este trabajo, cabe destacar que en el Eurocódigo 7 la norma propone tres Enfoques de Proyecto diferentes, para permitir una mejor adaptación de la nueva normativa a las prácticas tradicionales en el campo de la geotecnia de cada país.

España sufre un retraso importante a la hora de adoptar la normativa europea puesto que, hasta la fecha, seguimos aplicando las normativas nacionales. Esta demora conlleva unas repercusiones negativas en muchos aspectos, afectando tanto a la competitividad de las empresas nacionales como a la productividad de profesionales y estudiantes. Este retraso se hace más evidente cuando observamos que actualmente se está trabajando en la segunda generación del Eurocódigo 7, y España sigue sin implementar esta norma.



*Figura 1. Línea temporal de la normativa geotécnica para obras de carretera en España*

Para entender mejor esta demora podemos observar la Figura 1, en la que se representa una línea temporal de la publicación en España de las diferentes normativas geotécnicas relacionadas con el ámbito de las obras de carreteras. En ella podemos ver que, a pesar de publicarse el EC-7 en inglés en el año 2004, no fue traducido al castellano hasta el año 2010.

De forma más o menos paralela a la traducción de la norma europea se redactó la Guía de cimentaciones, que pasaba a ser la norma de referencia para este tipo de obras.

Como se ha mencionado anteriormente, los Eurocódigos deben ir acompañados de un Anexo Nacional para que se puedan aplicar en cada país. En España hubo que esperar hasta el año 2016 para su publicación, pero eso no supuso un comienzo en la utilización de la norma europea. La Dirección de Carreteras, en un esfuerzo por promover el uso del EC-7, publicó en el año 2019 la Guía para el Eurocódigo, pero sigue existiendo cierto reparo a la aceptación de esta normativa.

La adopción de los Eurocódigos, tanto en líneas generales como en el caso particular del Eurocódigo 7, no conlleva una disminución de las exigencias que tenga cada país sobre sus estructuras, motivo por el que se podría deber el retraso de España. Prueba de ellos es, como se ha introducido previamente, que los Eurocódigos permiten determinar una serie de parámetros en función de las particularidades de cada país a través de los Parámetros de Determinación Nacional, así como incluir Información Complementaria No Contradictoria. Esta adaptación a cada país es aún mayor en el caso del EC-7, añadiendo un grado de libertad mediante la elección de los Enfoques de Proyecto.

### 3. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

#### 3.1. CLASIFICACIÓN

Las estructuras de contención conforman una obra de ingeniería cuyo fin es contener terrenos constituidos por suelos o rocas de origen natural, rellenos y agua. Estas estructuras deben estar diseñadas para soportar los empujes del terreno que sostienen, su propio peso, y posibles cargas exteriores debidas a diferentes causas, así como transmitir adecuadamente al terreno situado bajo su cimentación estas solicitaciones.

Las estructuras de contención se pueden clasificar de diversas formas, atendiendo a un punto de vista funcional, al material del cual están compuestas, la forma de contrarrestar los esfuerzos o la interacción que existe entre el suelo y la estructura.

En este trabajo nos vamos a centrar en esta última clasificación, en función de la interacción suelo-estructura:

##### 3.1.1. Estructura de contención rígida

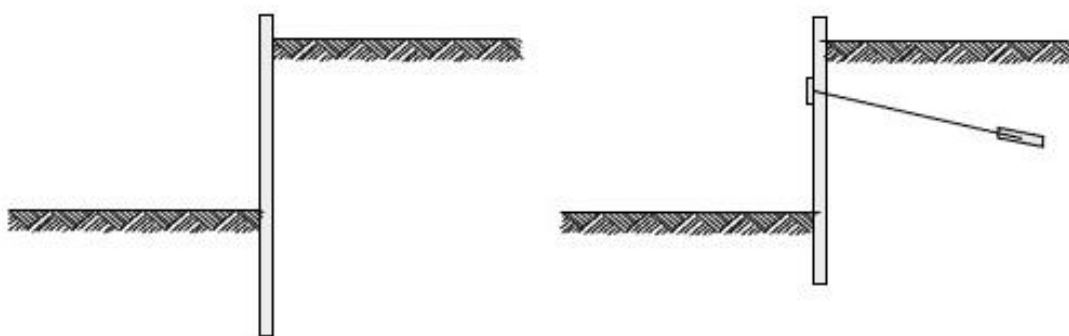
Las estructuras de contención rígidas soportan los esfuerzos ejercidos por el terreno gracias al peso propio de la estructura, y no se producen deformaciones significativas en ellas debido a los empujes del terreno. Estas estructuras, también llamadas muros de gravedad, pueden ser muros de piedra, muros de hormigón en masa o armado, que tengan una zapata de base con o sin tacón, o contrafuerte. Ejemplos de esta tipología se pueden observar en la Figura 2.



*Figura 2. Ejemplos de estructura de contención rígida*

### 3.1.2. Estructura de contención flexible

Las estructuras de contención flexibles soportan los esfuerzos ejercidos por el terreno gracias al empuje pasivo del terreno, o a métodos de sujeción como pueden ser los pernos de anclaje, etc., como observamos en la Figura 3. La resistencia a flexión de estas estructuras tiene un papel importante, ya que el peso propio del muro no es significativo a la hora de soportar esfuerzos, y se van a producir deformaciones significativas a flexión. Estas estructuras, también llamadas muros enterrados, pueden ser muros relativamente delgados de acero, hormigón armado o madera.



*Figura 3. Ejemplos de estructuras de contención flexibles*

### 3.2. ESFUERZOS QUE SOPORTAN LAS ESTRUCTURAS

Las estructuras de contención están sometidas a tensiones laterales ejercidas por el terreno. Estas tensiones reciben el nombre de empujes, y están compuestas por la suma del empuje generado por el terreno más el empuje del agua que pueda existir.

Estos empujes quedan definidos por el coeficiente de empuje  $K$ , que es la relación entre la tensión efectiva horizontal y la vertical. Estos empujes pueden provocar una deformación lateral en la estructura, ya que no se trata de un elemento infinitamente rígido.

Si la deformación lateral en el terreno es nula, este coeficiente se denomina coeficiente de empuje al reposo,  $K_0$ . En el caso de que exista deformación lateral en el terreno, esta puede ser positiva o negativa, como podemos observar en la Figura 4, que toma como eje la posición vertical del terreno. Si la deformación es negativa, el coeficiente se denomina coeficiente de empuje activo,  $K_a$ . En cambio, si la deformación es positiva, el coeficiente se denomina

coeficiente de empuje pasivo,  $K_p$ . Los diferentes valores del coeficiente de empuje  $K$  seguirán siempre la forma  $K_a < K_0 < K_p$ .

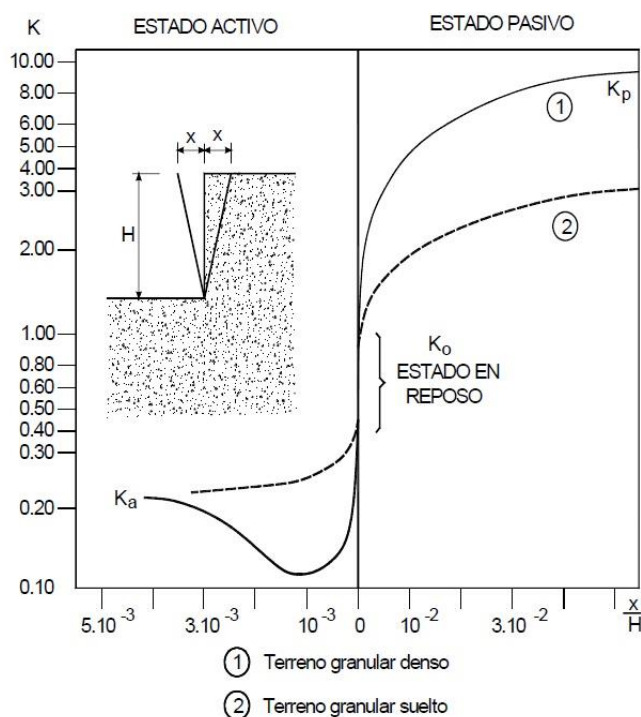


Figura 4. Relación entre empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo (Fuente: Código Técnico de la Edificación)

### 3.2.1. Empuje en reposo del terreno

El empuje en reposo del terreno se produce cuando existe una deformación lateral nula.

El empuje en reposo  $E_0$  queda definido como la resultante de los empujes unitarios  $\sigma'_0$ , que dependen de la historia tensional a la que ha estado sometido el terreno mediante el coeficiente de empuje al reposo  $K_0$ :

$$\sigma'_0 = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (1)$$

Donde el coeficiente de empuje al reposo  $K_0$  se calcula habitualmente como  $K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot (RSC)^\alpha$  siendo RSC la razón de sobreconsolidación del suelo, y  $\alpha$  entre 0,25 y 0,60.



### 3.2.2. Empuje activo del terreno

El empuje activo del terreno se produce cuando, debido a la tensión lateral ejercida sobre la estructura, esta sufre una deformación lateral negativa y, por tanto, el terreno se descomprime.

El empuje activo  $E_a$  queda definido como la resultante de los empujes unitarios  $\sigma'_a$ , que pueden calcularse mediante la Ecuación (2), siendo  $\sigma'_v$  la tensión efectiva vertical y  $c'$  la cohesión efectiva del terreno o relleno del trasdós:

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a} \quad (2)$$

### 3.2.3. Empuje pasivo del terreno

El empuje pasivo del terreno se produce cuando, debido a la presión lateral ejercida sobre la estructura, esta sufre una deformación lateral positiva y, por tanto, el terreno se comprime.

El empuje pasivo  $E_p$  queda definido como la resultante de los empujes unitarios  $\sigma'_p$ , que pueden calcularse siguiendo la Ecuación (3), siendo  $\sigma'_v$  la tensión efectiva vertical y  $c'$  la cohesión efectiva del terreno o relleno del trasdós:

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p} \quad (3)$$

## 3.3. MÉTODOS DE CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS

### 3.3.1. Teoría de empuje de tierras de Coulomb

La teoría de empuje de tierras de Coulomb (1776) propone un modelo de cálculo basado en el equilibrio de masas de una cuña de terreno, delimitada por el trasdós del muro, la superficie del terreno y un plano teórico de deslizamiento a lo largo del terreno.

La resolución de este método está basada en diferentes hipótesis (Bowles, 1996), que se exponen a continuación:

- El suelo es isotrópico y homogéneo, y tiene tanto rozamiento interno como cohesión.
- La superficie de fallo es una superficie plana, así como la superficie de relleno.
- La resistencia a la fricción está distribuida uniformemente a lo largo de la superficie de fallo y el coeficiente de rozamiento interno del suelo es  $f = \tan \phi$ .
- La cuña de terreno tiene un comportamiento de sólido rígido, y sufre un movimiento de traslación.
- Existe rozamiento con el muro. Una fuerza de rozamiento se desarrolla entre el suelo y el muro, debido al movimiento de la cuña de suelo con respecto al trasdós del muro. Este ángulo de rozamiento suele denominarse  $\delta$ .
- El fallo es un problema de deformación plana, es decir, se considera un corte interior unitario de un muro infinitamente largo.

Este modelo de cálculo puede ser empleado para calcular un muro cualquiera, con un trasdós del muro no necesariamente vertical, un terreno con una inclinación determinada y con sobrecarga sobre su superficie. Es necesario conocer el peso específico del terreno, el ángulo de rozamiento interno y el ángulo de rozamiento muro-suelo.

El ángulo de rozamiento muro-suelo se va a determinar en función del tipo de terreno y la rugosidad del paramento del muro. Los valores que se exponen a continuación son los relacionados con el cálculo del coeficiente de empuje activo:

- $\delta = 0$  en los casos más desfavorables, como, por ejemplo, en terrenos coherentes, anegados, o en muros de superficie muy lisa.
- $\delta = \phi'$  como valor máximo, en casos con terrenos bien drenados y muros de superficie muy rugosa.
- $\delta \leq \frac{2}{3} \cdot \phi'$  es el valor a emplear para el cálculo de los empujes, salvo justificación especial.

En el caso del cálculo del coeficiente de empuje pasivo, el ángulo de rozamiento muro-suelo a emplear es inferior, alcanzando valores máximos de  $\delta \leq \frac{1}{3} \cdot \phi'$ , puesto que el rozamiento aumenta muy considerablemente los empujes pasivos.

Las Ecuaciones (4) y (5) denotan los coeficientes de empuje activo y pasivo respectivamente, junto con la Figura 5 y la Figura 6, que definen los ángulos correspondientes en cada situación:

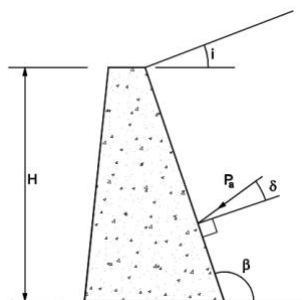


Figura 5. Empuje activo (Fuente: Código Técnico de la Edificación)

$$K_a = \left[ \frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' + i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (4)$$

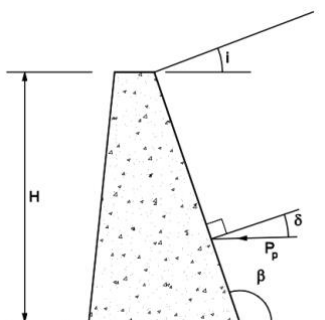


Figura 6. Empuje pasivo (Fuente: Código Técnico de la Edificación)

$$K_p = \left[ \frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta + \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta - \delta)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' + i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (5)$$

### 3.3.2. Empuje de tierras según Rankine

La teoría de empuje de tierras de Rankine (1857) propone un modelo de cálculo basado en un suelo que se encuentra en estado de equilibrio plástico. La resolución de este método está basada en las mismas hipótesis que la teoría de empuje de tierras de Coulomb, a excepción de que Rankine asume una fricción nula con el muro, y es válido únicamente para terreno que no tienen cohesión.

La hipótesis de que el suelo se encuentra en estado de equilibrio plástico quiere decir que toda la masa de este se encuentra en situación de rotura, es decir, en cualquier punto el estado tensional pertenece a un círculo de Mohr tangente a la línea de rotura del suelo.

Las Ecuaciones (6) y (7) (Bowles, 1996) denotan los coeficientes de empuje activo y pasivo para un terreno que forma un ángulo  $i$  con la horizontal:

$$K_a = \cos i \cdot \left[ \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}} \right] \quad (6)$$

$$K_p = \cos i \cdot \left[ \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}} \right] \quad (7)$$

La teoría de Rankine se podría generalizar para suelos cohesivos aplicando el teorema de los estados correspondientes de Caquot (1948), que dice: “Si a un suelo con cohesión que está en situación límite de rotura, simultáneamente le quitamos la cohesión y sumamos a todas las tensiones un término ( $c' \cdot \cotg \phi'$ ), el suelo sigue estando en la misma situación límite de rotura”, y queda representado en la Figura 7.

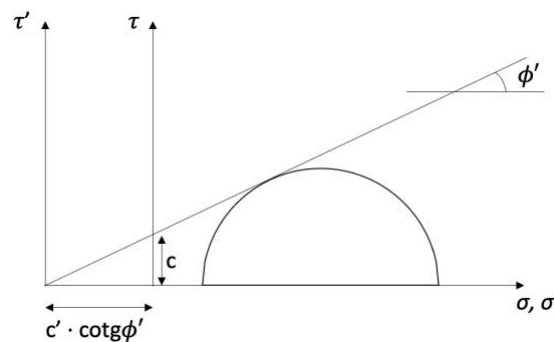


Figura 7. Teorema de los estados correspondientes de Caquot

Podemos observar que la teoría de Rankine tiene dos limitaciones importantes: por un lado, no contempla una posible inclinación del trasdós y, por otro, siendo esta limitación de mayor importancia, no tiene en cuenta el rozamiento entre el terreno y el muro.

Para el caso de un trasdós de muro vertical, rozamiento nulo entre el terreno y el muro, y una superficie del terreno horizontal, las ecuaciones de los coeficientes de empuje activo y pasivo se pueden simplificar en ambos modelos, alcanzando la misma solución:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (8)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (9)$$

En este trabajo nos vamos a centrar en los empujes activos, debido a que los empujes pasivos no se van a desarrollar en el tipo de estructura que vamos a analizar o, si llegasen a desarrollarse, no se van a tener en cuenta a la hora de realizar los cálculos, quedando del lado de la seguridad. Aún así, es interesante destacar que los coeficientes de empuje pasivo que se obtienen de estas formulaciones no proporcionan valores realistas. En ambas teorías, tanto en la de Coulomb como en la de Rankine, vamos a obtener valores superiores a los reales, que dejarían los cálculos del lado de la inseguridad, puesto que los empujes pasivos son favorables para la estabilidad.

### 3.4. MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

A la hora de calcular la estabilidad de un talud y, por ende, la estabilidad global de una estructura que se encuentra en una ladera, disponemos de varios métodos: por un lado tenemos los métodos basados en el equilibrio límite y, por otro, los que realizan el análisis mediante elementos finitos.

Nos vamos a centrar en el primer caso, en los métodos existentes basados en el equilibrio límite, que son los que nos van a servir para realizar posteriormente los cálculos de comprobación de la estabilidad global de nuestra estructura de contención.

Los métodos del equilibrio límite, basados en las superficies de rotura, pueden dividirse en dos grandes grupos según se considere el equilibrio global de todo el suelo o se analice el equilibrio parcial de las rebanadas.

#### 3.4.1. Métodos de equilibrio global

Los métodos basados en el equilibrio global son los más antiguos y son válidos únicamente para suelos homogéneos, ya que se consideran constantes los parámetros resistentes de la

masa que desliza. Vamos a mostrar una visión general de los diferentes tipos de rotura que se pueden producir en los suelos, sin detenernos en las ecuaciones.

Dentro del equilibrio global, el problema más común es el caso de una superficie de rotura circular, como el que aparece en la Figura 8. La resolución de este problema se puede realizar mediante gráficos (Taylor, 1948) o ábacos (Hoek and bray, 1981).

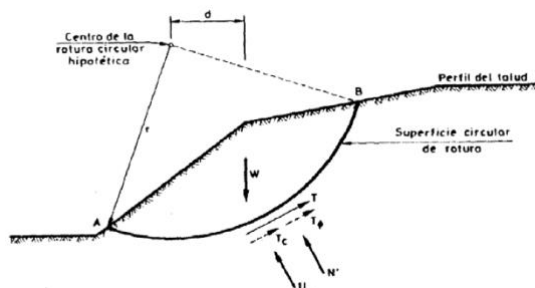


Figura 8. Fuerzas consideradas en un mecanismo de rotura circular (Fuente: Estabilidad de Taludes)

También nos podemos encontrar un caso de superficie de rotura plana (Figura 9), menos frecuente en suelos, puesto que es un mecanismo habitual de colapso de los macizos rocosos.

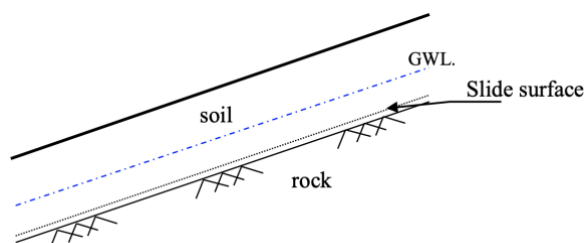


Figura 9. Esquema de rotura plana en suelos

Existe la posibilidad de que se forme una superficie de rotura compuesta (Figura 10), en el que se combinan las dos superficies de rotura anteriores.

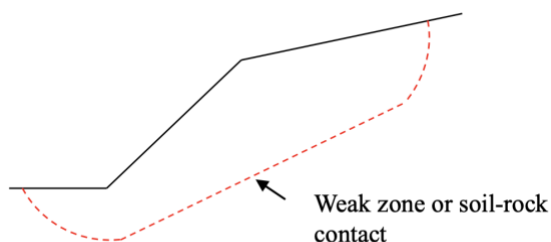


Figura 10. Esquema de rotura compuesta

### 3.4.2. Métodos de las rebanadas

El método de las rebanadas surgió con objeto de mejorar la precisión de los métodos de equilibrio global y poderlo aplicar a terrenos no homogéneos. En él se divide la masa que desliza en una serie de rebanadas verticales (Figura 11) consideradas como sólidos rígidos y que, por ello, deben cumplir todas las condiciones de equilibrio.

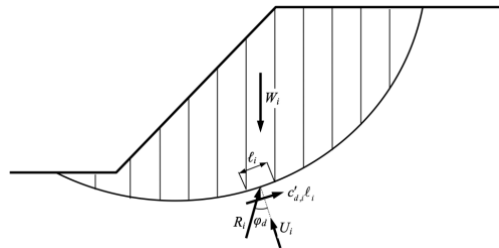


Figura 11. División en rebanadas de una superficie de deslizamiento (Fuente: Estabilidad de Taludes)

Método	Condiciones de Equilibrio	Tipo de Superficie	Observaciones
Bishop Simplificado (1955)	No cumple equilibrio de fuerzas horizontales ni momentos en rebanadas.	Circular	Errores pequeños si superficie es circular. No tiene en cuenta la variación de fuerzas horizontales entre rebanadas.
Bishop Riguroso (1955)	Cumple todas las condiciones de equilibrio	Circular	Supone una determinada distribución de fuerzas horizontales (E) entre rebanadas que cumpla equilibrio. Se comprueba que la línea de acción de E sea razonable.
Janbu Simplificado (1957)	No satisface equilibrio de momentos	Arbitraria	Obliga a que se cumpla el equilibrio de fuerzas horizontales. Emplea un factor de corrección para mejorar resultados.
Janbu Generalizado (1957)	Satisface equilibrio (salvo momentos en la última rebanada)	Arbitraria	Supone conocida la línea de acción de las fuerzas horizontales entre rebanadas. No siempre converge. Cuando converge da buenos resultados.
Lowe y Karafiath (1960)	No satisface equilibrio de momentos	Circular	Supone que la inclinación de fuerzas entre rebanadas es la media entre las pendientes del terreno y de la superficie de rotura.
Morgenstern y Price (1965)	Satisface todas las condiciones de equilibrio	Arbitraria	Se plantea el problema en forma diferencial. Se supone que la inclinación de las fuerzas entre rebanadas es: $X/E = \lambda \cdot f(x)$ , siendo $\lambda$ un factor de escala y $f(x)$ una función dada. El problema puede resolverse usando la técnica de Newton-Raphson.
Spencer (1967)	Satisface todas las condiciones de equilibrio	Circular	Supone $X/E = \tan \theta = \text{cte.}$ ( $f(x)=1$ ; $\lambda = \tan \theta$ ) Varía $\tan \theta$ hasta que los factores de seguridad resultantes del equilibrio de fuerzas y momento global coincidan. Línea de acción dada a posteriori por equilibrio de momentos en cada rebanada. Generalizado a superficie arbitraria (Wright, 1969)
Carter (1971)	No cumple equilibrio de fuerzas horizontales y momentos en rebanadas	Arbitraria	Resultados conservadores razonablemente exactos
Fredlund (1981) (G.L.E.)	Satisface todas las condiciones de equilibrio	Compuesta (círculo y secante)	Análogo a Morgenstern y Price en forma discreta
Chugh (1983)	Satisface todas las condiciones de equilibrio	Circular	Análogo a Spencer pero considerando el equilibrio de momentos en cada rebanada. Solución iterativa por cálculo recursivo.

Figura 12. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes que emplean rebanadas verticales (Fuente: Estabilidad de Taludes)

En la Figura 12 podemos ver una tabla resumen de los diferentes métodos existentes para realizar el cálculo de la estabilidad de taludes mediante rebanadas. En ella se describen las condiciones de equilibrio que satisface cada método, así como el tipo de superficie de rotura para el que están pensadas.

No es objeto de este trabajo entrar en mayor detalle en cuanto a los diferentes métodos existentes, pero sí es necesario un conocimiento básico puesto que el Eurocódigo 7, como se comentará más adelante, pone restricciones a la hora de seleccionar el método para realizar los cálculos de estabilidad de taludes.



## 4. ANÁLISIS COMPARATIVO DEL PROYECTO GEOTÉCNICO EN FUNCIÓN DE LA NORMATIVA

En este apartado se realiza una comparativa de la Guía de cimentaciones con el Eurocódigo 7, apoyándose en la Guía para el Eurocódigo para realizar las interpretaciones necesarias. Se pretende realizar primero un análisis centrado en las bases teóricas de ambas normativas para, posteriormente, realizar un caso de cálculo sencillo.

### 4.1. ESTADOS LÍMITE A COMPROBAR EN EL DISEÑO GEOTÉCNICO

El procedimiento que se sigue en la comprobación de la seguridad de una estructura está basado en el concepto de los estados límite, en los que la estructura alcanzaría una situación no deseada. En función de las consecuencias que conlleva alcanzar esa situación, los estados límite pueden clasificarse en: estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS).

Los estados límite últimos son aquellas situaciones en las que la estructura alcanza el fallo, estando principalmente relacionadas con las características del terreno. Ejemplos de estas situaciones pueden ser la inestabilidad global o la falta de capacidad de soporte del terreno.

Los estados límite de servicio son situaciones que no suponen el fallo de la estructura, pero en las que podría dejar de cumplir su función por afectar al normal funcionamiento de esta, o por cuestiones de durabilidad o estéticas. Ejemplos de estas situaciones son movimientos o vibraciones excesivas de la estructura, o roturas localizadas.

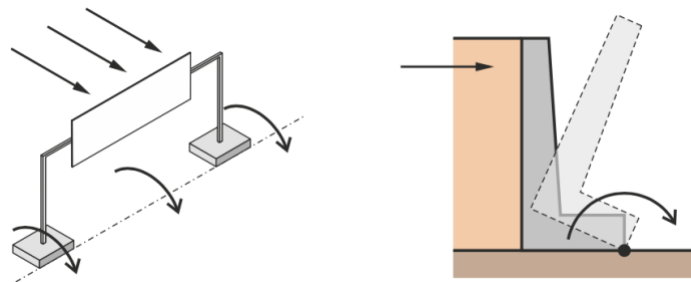
Nos vamos a centrar en analizar los estados límite últimos, ya que producen en mayor medida el fallo en las estructuras de contención. La comprobación de la estabilidad de una estructura de contención se va a realizar analizando diferentes modos de fallo que podrían llevar a la estructura a un estado límite último.

Esta forma de analizar las estructuras mediante los estados límite es un procedimiento común a ambas normativas, tanto a la Guía de cimentaciones como al Eurocódigo 7. Para estudiar las diferentes situaciones, vamos a emplear la clasificación que realiza el EC-7 de los estados límite últimos, atendiendo al origen del elemento que lleva al fallo a la estructura. Esa clasificación, acorde con el apartado 2.4.7.1 del EC-7, es la siguiente:

#### 4.1.1. Estado límite último EQU

Pérdida de equilibrio de la estructura o del terreno, considerado como un sólido rígido, en el que las resistencias de los materiales estructurales y del terreno proporcionan una resistencia despreciable.

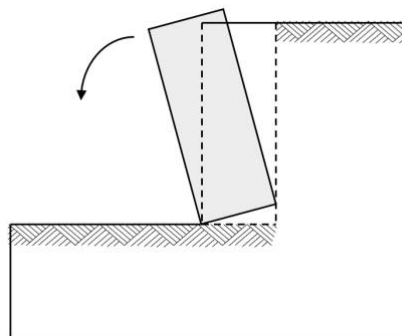
Un ejemplo clásico de pérdida de equilibrio es el vuelco como sólido rígido de una estructura, como se representa en la Figura 13.



*Figura 13. Ejemplos de ELU-EQU (Fuente: Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico)*

A la hora de diseñar una estructura de contención, el modo de fallo a analizar para el ELU-EQU es la estabilidad frente al vuelco. Las cimentaciones superficiales, dentro de las cuales podemos incluir las estructuras de contención rígidas, si se ven sometidas a cargas excéntricas respecto al centro de gravedad de su área de apoyo pueden alcanzar un estado límite último cuando el punto de paso de la resultante de las acciones se aproxima al borde de la cimentación. Este modo de fallo consiste en el giro excesivo del elemento de la cimentación y, por ende, de la estructura a la que sustenta.

En la Figura 14 podemos observar el modo de fallo de estabilidad frente al vuelco aplicado a una estructura de contención rígida, como la que vamos a analizar posteriormente.



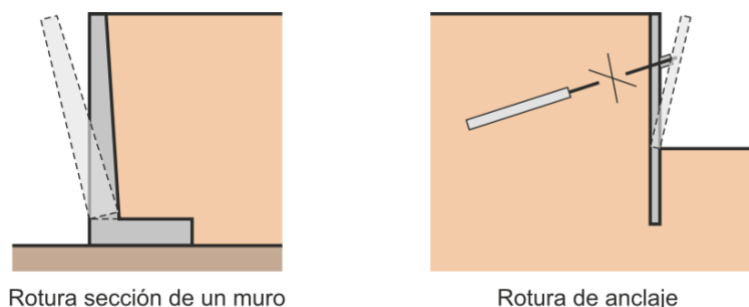
*Figura 14. Estabilidad frente al vuelco (EQU)*

En general, no es necesario comprobar la estabilidad al vuelco de las cimentaciones superficiales puesto que va implícita en la comprobación de la estabilidad frente al hundimiento y al deslizamiento, siempre que se cumplan las limitaciones que impone la norma frente a la excentricidad de la carga. En cambio, las estructuras de contención son muy susceptibles de sufrir este fallo, por lo que esta comprobación deberá ser obligatoria.

#### 4.1.2. Estado límite último STR

Fallo interno o deformación excesiva de la estructura o los elementos estructurales, incluyendo zapatas, pilotes o muros de sótanos, en el que la resistencia de los materiales estructurales proporciona una resistencia significativa.

Se trata de los ELU de rotura por flexión, cortante y punzonamiento, entre otros, y son los que se emplean para dimensionar y verificar la resistencia de los elementos estructurales. Ejemplos de este tipo de ELU los podemos observar en la Figura 15.



*Figura 15. Ejemplos de ELU-STR (Fuente: Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico)*

#### 4.1.3. Estado límite último GEO

Fallo o deformación excesiva del terreno, en el que la resistencia del suelo o la roca proporciona una resistencia significativa.

Ejemplos de ELU-GEO pueden ser, entre otros, el deslizamiento de una cimentación superficial, el hundimiento o el fallo por pérdida de estabilidad global, como aparecen en la Figura 16.

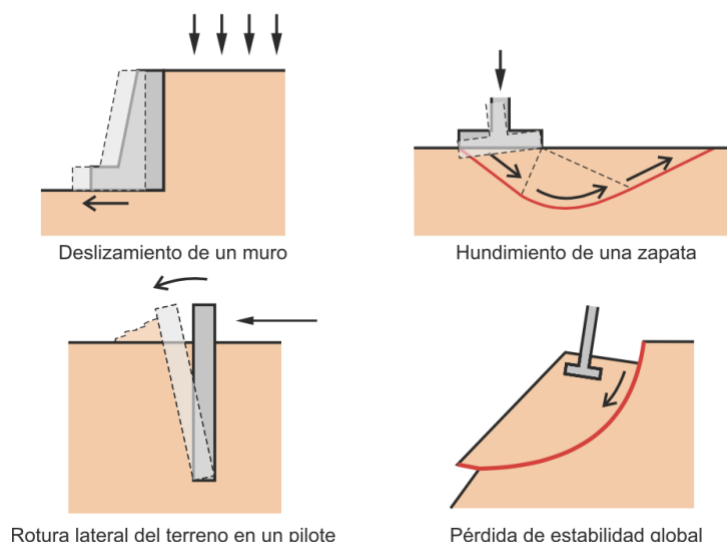


Figura 16. Ejemplos de ELU-GEO (Fuente: Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico)

Los modos de fallo que se deben analizar al realizar el diseño geotécnico de una estructura de contención son la estabilidad frente al deslizamiento, la estabilidad frente al hundimiento, y la estabilidad global.

La estabilidad frente al deslizamiento es un mecanismo o modo de fallo que ocurre cuando las tensiones de corte en el plano de contacto terreno-base del elemento de cimentación igualan o superan la resistencia al corte de dicho contacto. Se produce entonces un desplazamiento inadmisibles de la cimentación respecto al terreno de apoyo.

En la Figura 17 podemos observar la estabilidad frente al deslizamiento aplicada al caso de estudio que se va a realizar posteriormente.

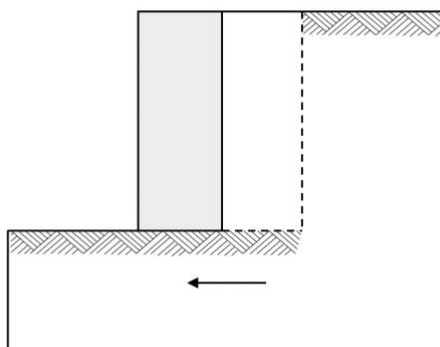
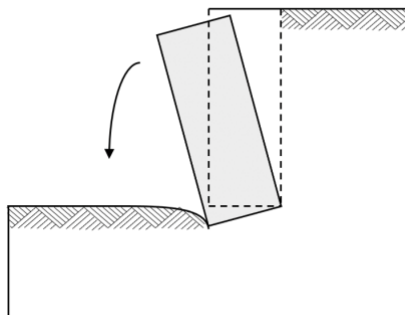


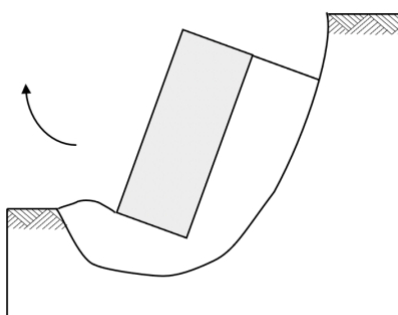
Figura 17. Estabilidad frente al deslizamiento (GEO)

El modo de fallo denominado ‘hundimiento’ se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno. En tales circunstancias, tanto el elemento de cimentación (zapata o losa) como el terreno situado inmediatamente debajo experimentan movimientos inadmisibles que arruinan la construcción que estaban soportando. En la Figura 18 podemos observar este modo de fallo aplicado a una estructura de contención rígida.



*Figura 18. Estabilidad frente al hundimiento (GEO)*

Por último, sería necesario analizar el modo de fallo conocido como estabilidad global, en el que el conjunto de la estructura y su cimiento pueden fallar globalmente sin que se produzcan antes otros fallos locales. En este modo se formaría una superficie continua (superficie de deslizamiento) que englobaría toda la cimentación y en la que los esfuerzos de corte alcanzarían la resistencia al corte del terreno. Un ejemplo de fallo por estabilidad global de una estructura de contención rígida es el que observamos en la Figura 19.



*Figura 19. Estabilidad global (GEO)*

#### 4.1.4. Estado límite último UPL

Pérdida de equilibrio de la estructura o del terreno debido a la elevación por la presión del agua (subpresión) u otras acciones verticales.

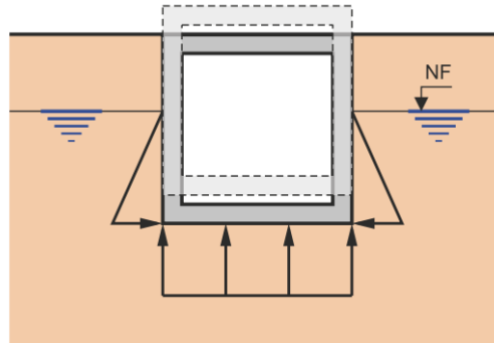


Figura 20. Ejemplo de ELU-UPL (Fuente: Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico)

#### 4.1.5. Estado límite último HYD

Levantamiento o inestabilidad hidráulica (sifonamiento), la erosión en túnel y socavación del terreno producida por los gradientes hidráulicos.

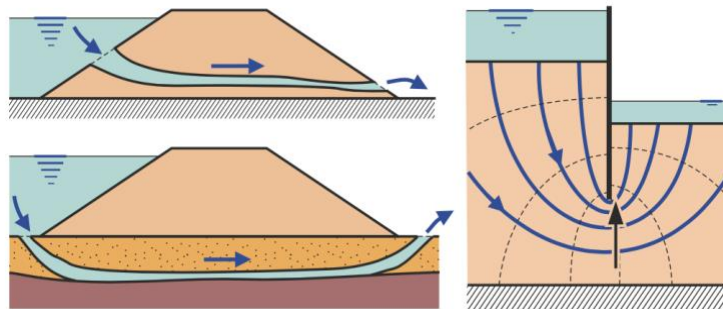


Figura 21. Ejemplos de ELU-HYD (Fuente: Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico)

A la hora de realizar el diseño de la estructura de contención solo se van a calcular los estados límite últimos EQU y GEO, quedando fuera del alcance de este trabajo el análisis de los estados límite últimos STR, UPL y HYD.

## 4.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

El coeficiente de seguridad, también conocido como factor de seguridad, puede ser definido como el cociente entre el valor calculado de la capacidad máxima de un sistema y el valor al que puede ser sometido con un riesgo asumible. Este coeficiente puede ser un único valor que englobe todas las incertidumbres, o puede tratarse de un conjunto de valores aplicados a los diferentes parámetros. En ambos casos, el cociente deberá ser un valor superior a la unidad para que pueda hablarse de una situación segura.

La comprobación de la seguridad en el diseño geotécnico se puede hacer mediante un coeficiente de seguridad global en el caso de emplear la Guía de cimentaciones, o mediante coeficientes de seguridad parciales si empleamos el Eurocódigo 7, siendo este punto en el que radica la principal diferencia entre ambas normativas.

### 4.2.1. Coeficientes de seguridad globales

La comprobación de la seguridad en la Guía de cimentaciones se va a realizar mediante un coeficiente de seguridad global, que incluye la imprecisión que pueda existir debido tanto a las acciones como a las resistencias, así como a los modelos de cálculo empleados o debida a cualquier otra causa de incertidumbre, excepto el error humano.

El coeficiente de seguridad global deberá ir asociado a un modo de fallo y a una combinación de acciones determinada, y se calculará mediante un procedimiento específico que debe quedar definido sin ambigüedad. De forma simplificada, en este trabajo únicamente se va a considerar la combinación de acciones casi permanente. Teniendo eso en cuenta, por ejemplo, vamos a poder hablar de coeficiente de seguridad frente al deslizamiento o coeficiente de seguridad frente al vuelco, entre otros.

A continuación, y teniendo en cuenta los modos de fallo descritos en el apartado anterior aplicables a las estructuras de contención, se va a hacer una breve descripción de los diferentes factores de seguridad que se deben calcular a la hora de diseñar un muro de contención rígido, y sus valores recomendados por la Guía de cimentaciones.

- Seguridad frente al vuelco:

La seguridad de una estructura de contención frente al vuelco deberá comprobarse mediante la Ecuación (10), obteniéndose un valor del factor de seguridad  $F_v \geq 2$ .

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}} \quad (10)$$

Se deberán contabilizar como momentos estabilizadores los producidos por la fuerza V (resultante vertical efectiva sobre el plano de cimentación), y los producidos por cualquier empuje pasivo que el ingeniero decida contabilizar. Como momentos volcadores se deberán contabilizar aquéllos que sean debidos a las componentes horizontales de las acciones, a excepción de los posibles empujes pasivos.

- Seguridad frente al deslizamiento:

La seguridad de una estructura de contención frente al deslizamiento deberá comprobarse mediante la Ecuación (11), obteniéndose un valor del factor de seguridad  $F_d \geq 1,5$ .

$$F_d = \frac{V \cdot \tan \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R}{H} \quad (11)$$

Donde:

V = Resultante vertical efectiva.

H = Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación.

B\*, L\* = Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente.

$\phi_c, c_c$  = Ángulo de rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de cimentación con el terreno.

R = Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H.

- Seguridad frente al hundimiento:

La seguridad de una estructura de contención frente al hundimiento deberá comprobarse mediante la Ecuación (12), obteniéndose un valor del factor de seguridad  $F_h \geq 3$ .

$$F_h = \frac{p_{vh}}{p_v} \quad (12)$$

Donde  $p_v$  es la presión vertical que actúa sobre el terreno y  $p_{vh}$  es la presión de hundimiento correspondiente, que se puede calcular analíticamente mediante la Ecuación (13).



$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma \quad (13)$$

Donde:

$p_{vh}$  = Presión vertical de hundimiento.

$q$  = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento.

$c$  = Cohesión de cálculo.

$\gamma$  = Peso específico del terreno.

$B^*$  = Anchura equivalente del cimiento.

$N$  = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.

$d, i, s, t, r$  = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo, respectivamente.

Los factores  $N, d, i, s, t, r$  van acompañados de los subíndices  $q, c, \gamma$  que indican en cuál de los tres términos de la fórmula deben aplicarse.

- Estabilidad global:

El análisis de la estabilidad global se hará empleando los métodos de cálculo de equilibrio límite (por ejemplo: el método de Janbu, el de Bishop, el de Morgenstern y Price, etc.), debiéndose obtener un valor del factor de seguridad  $F \geq 1,50$ .

#### 4.2.2. Coeficientes de seguridad parciales

La comprobación de la seguridad en el Eurocódigo 7 se va a realizar mediante la utilización de coeficientes de seguridad parciales, que serán aplicados a las acciones, al terreno como material y a las resistencias. Las diferentes combinaciones posibles a la hora de aplicar los valores de cálculo tanto de las acciones como de las resistencias se agrupan en 3 Enfoques de Proyecto (Design Approach en inglés, o DA) diferentes, que llevarán asociados una serie de coeficientes de seguridad parciales en cada caso.

Los Enfoques de Proyecto permiten a cada país la adaptación de los cálculos geotécnicos a su práctica tradicional mediante la selección de los conjuntos de coeficientes parciales, por lo que son considerados un Parámetro de Determinación Nacional. Estos enfoques deberán

aplicarse en verificaciones estructurales (ELU-STR) en las que intervengan acciones geotécnicas o en verificaciones en las que participe la resistencia del terreno (ELU-GEO), comprobando que la suma de los valores de cálculo de los efectos de las acciones  $E_d$  es menor o igual que la resistencia de cálculo correspondiente  $R_d$ :

$$E_d \leq R_d \quad (14)$$

Donde el valor de cálculo de los efectos de las acciones se puede calcular aplicando los coeficientes parciales de las acciones bien sobre las propias acciones ( $F_{rep}$ ) o bien sobre sus efectos (E) de la siguiente forma:

$$E_d = E\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (15)$$

o

$$E_d = \gamma_E \cdot E\{F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (16)$$

Y donde el valor de cálculo de la resistencia, que es función de las acciones  $F$ , de los parámetros geotécnicos del terreno  $X$  y de los datos geométricos  $a$ , se calcula aplicando los coeficientes parciales de las resistencias de la siguiente forma:

$$R_d = R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R \quad (17)$$

A continuación, se van a analizar (Crespo Rodríguez et al., 2013) los 3 enfoques para entender las diferencias que existen en la aplicación de los coeficientes parciales y la decisión de escoger uno u otro. Para poder representar las diferentes combinaciones de los coeficientes parciales que se dan en cada Enfoque de Proyecto, se ha recurrido a la siguiente simplificación:

$$A_i \text{ " + " } M_j \text{ " + " } R_k \quad (18)$$

Donde los símbolos  $A$ ,  $M$  y  $R$  representan a los coeficientes parciales de las acciones  $\gamma_F$  (o de sus efectos  $\gamma_E$ ), de los parámetros del terreno  $\gamma_M$  y de las resistencias  $\gamma_R$ , respectivamente. Los coeficientes  $i$  (1 o 2),  $j$  (1 o 2) y  $k$  (1, 2, 3 o 4) se corresponden con el número de alternativa propuesta por el EC-7, definidas en el Anexo A. Por último, el signo “+” implica ‘combinado con’.

De esta forma, una acción geotécnica estará compuesta por el conjunto de coeficientes  $A_i$  “+”  $M_j$ , y una resistencia geotécnica por el conjunto de coeficientes  $M_j$  “+”  $R_k$ . En función del

Enfoque de Proyecto, los coeficientes parciales de algún conjunto ( $A$ ,  $M$ , o  $R$ ) podrán ser iguales a la unidad.

Para cada conjunto de coeficientes ( $A_i$ ,  $M_j$ , o  $R_k$ ), el EC-7 propone una serie de valores en su Anexo A. Estos valores son recomendaciones propuestas por el Eurocódigo, ya que los coeficientes parciales del Anexo A del EC-7 son Parámetros de Determinación Nacional y, por tanto, deberán ser definidos por cada país en su Anexo Nacional.

En el Anexo Nacional de España se ha seleccionado el Enfoque de Proyecto 2 (DA-2) para el proyecto geotécnico de las obras de cimentación, a excepción de la estabilidad global, que deberá analizarse con el Enfoque de Proyecto 3 (DA-3). Se han elegido estos Enfoques porque son los que mejor se adaptan a la práctica convencional del país en cada caso.

- Enfoque de Proyecto 1 (DA-1)

Según el Enfoque de Proyecto 1 se debe verificar que no se producirá un estado límite de rotura o deformación excesiva del terreno ni de la estructura con ninguna de las dos siguientes combinaciones de conjuntos de coeficientes parciales:

*Combinación 1: A1 “+” M1 “+” R1*

Esta combinación busca un diseño seguro contra desviaciones desfavorables de las acciones mediante la aplicación de los coeficientes parciales  $\gamma_F \neq 1,0$  a sus respectivos valores característicos, y manteniendo los valores característicos de las propiedades del terreno y de las resistencias (aplicando los coeficientes parciales  $\gamma_M = 1,0$  y  $\gamma_R = 1,0$ , respectivamente).

*Combinación 2: A2 “+” M2 “+” R1*

Esta combinación busca un diseño seguro contra desviaciones desfavorables de las propiedades del terreno (aplicando los coeficientes  $\gamma_M \neq 1,0$  a sus valores característicos) y contra incertidumbres en el modelo de cálculo. Para ello, asume que las acciones permanentes están muy cerca de sus valores representativos esperados (y se aplican los coeficientes  $\gamma_G = 1,0$ ), mientras que las acciones variables pueden desviarse ligeramente de forma desfavorable (y se aplican los coeficientes  $\gamma_Q > 1,0$ ).

- Enfoque de Proyecto 2 (DA-2)

Según el Enfoque de Proyecto 2 se debe verificar que no se producirá un estado límite de rotura o deformación excesiva del terreno ni de la estructura con la siguiente combinación:

*Combinación: A1 “+” M1 “+” R2*

En esta combinación los coeficientes parciales deberán ir aplicados a las acciones o efectos de las acciones ( $\gamma_F \neq 1,0$  o  $\gamma_E \neq 1,0$ , respectivamente) y a las resistencias del terreno ( $\gamma_R \neq 1,0$ ). Los parámetros del terreno mantienen su valor característico (aplicando los coeficientes  $\gamma_M = 1,0$ ).

○ Enfoque de Proyecto 3 (DA-3)

Según el Enfoque de Proyecto 3 se debe verificar que no se producirá un estado límite de rotura o deformación excesiva del terreno ni de la estructura con la siguiente combinación:

*Combinación: (A1 o A2) “+” M2 “+” R3*

En esta combinación el conjunto de coeficientes A1 es aplicado a las acciones estructurales y el conjunto A2 a las acciones geotécnicas ( $\gamma_F \neq 1,0$  en ambos casos). Los parámetros de resistencia del terreno deberán aplicar los coeficientes  $\gamma_M \neq 1,0$  a sus valores característicos.

Para la comprobación de la estabilidad global siguiendo el Enfoque de Proyecto 3, como es el caso de España, el Eurocódigo 7 hace una puntualización en la Nota 2 del apartado 2.4.7.3.4.4. en la que indica que las acciones sobre el terreno (acciones estructurales, cargas de tráfico, etc.) deberán ser consideradas como acciones geotécnicas y, por ende, usar el conjunto de coeficientes A2. Por ello, la combinación de acciones para la estabilidad global queda de la siguiente forma:

*Combinación estabilidad global: A2 “+” M2 “+” R3*

En la Figura 22 nos encontramos una tabla resumen de los diferentes Enfoques de Proyecto existentes en el EC-7, junto con los coeficientes parciales que se aplican en cada caso.

Enfoque de proyecto		Combinación	Coeficientes parciales		
			Acciones	Propiedades del terreno	Resistencias
			Conjunto $A$ $\gamma_F$	Conjunto $M$ $\gamma_M$	Conjunto $R$ $\gamma_R$
DA-1	Combinación 1	$A1$ “+” $M1$ “+” $R1$	Si	No	No
	Combinación 2	Caso general: $A2$ “+” $M2$ “+” $R1$	Sólo a las acciones variables	Si	No
		Anclajes y pilotes: $A2$ “+” ( $M1$ ó $M2$ ) “+” $R4$		Si <sup>(1)</sup>	Si
DA-2		$A1$ “+” $M1$ “+” $R2$	Si <sup>(2)</sup>	No	Si
DA-3		Caso general: ( $A1$ ó $A2$ ) “+” $M2$ “+” $R3$	Si <sup>(2) (3)</sup>	Si	No <sup>(4)</sup>

(1) Conjunto  $M1$  para las resistencia de pilotes o anclajes y conjunto  $M2$  para las acciones desfavorables en pilotes debidas al rozamiento negativo o a las cargas transversales.

(2) El conjunto  $A$  puede aplicarse a las acciones ( $\gamma_F$ ) o a los efectos de las acciones ( $\gamma_E$ ).

(3) En el caso general, el conjunto  $A1$  se aplica a las acciones estructurales y el  $A2$  a las geotécnicas.

(4) No se minoran las resistencias, salvo la de fuste en pilotes a tracción.

Figura 22. Resumen de coeficientes parciales según el enfoque de proyecto (Fuente: Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico)

#### ○ Particularidades del Enfoque de Proyecto 2 (DA-2)

La combinación de coeficientes parciales del Enfoque de Proyecto 2 debe ir aplicada a las acciones o a los efectos de las acciones, pero el Eurocódigo 7 no hace una distinción explícita entre ambos casos. Por simplicidad, la bibliografía técnica relacionada con el EC-7 suele diferenciar entre:

- Enfoque de Proyecto 2 (DA-2), cuando los coeficientes son aplicados a las acciones en origen.
- Enfoque de Proyecto 2\* (DA-2\*), cuando los coeficientes son aplicados a los efectos de las acciones.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones  $E_d$  obtenido será en general el mismo, siempre que exista linealidad en el modelo de cálculo. En cambio, se van a obtener resultados diferentes en función del momento de aplicación de los coeficientes en el valor de cálculo de las resistencias.

En el DA-2, la resistencia es calculada con las acciones ponderadas, obteniendo la siguiente ecuación:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d\} \quad (19)$$

Mientras que en el DA-2\*, la resistencia se calcula con las acciones sin ponderar, quedando la ecuación como:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R\{F_{rep}; X_k; a_d\} \quad (20)$$

En ambas situaciones, la ecuación lleva implícito el coeficiente parcial  $\gamma_M = 1,0$ , y las resistencias son minoradas por un coeficiente parcial  $\gamma_R > 1,0$ .

España en su Anexo Nacional selecciona el Enfoque de Proyecto 2 (y no el DA-2\*). Aún así, cabe destacar que con el DA-2\* se puede establecer una relación prácticamente directa con el tradicional coeficiente de seguridad global  $FS = R_k / E_k$ . Esto se debe a que la expresión  $E_d \leq R_d$  puede escribirse en el DA-2\* como:

$$\gamma_E \cdot E\{F_{rep}; X_k; a_d\} \leq \frac{1}{\gamma_R} \cdot R\{F_{rep}; X_k; a_d\} \quad (21)$$

De manera que el factor de seguridad global es:

$$FS = \gamma_E \cdot \gamma_R \quad (22)$$

La equivalencia con el factor de seguridad global FS no es total, ya que el coeficiente parcial  $\gamma_E$  es en realidad un factor compuesto que depende de la proporción entre las acciones permanentes y las acciones variables, mientras que el factor de seguridad global es independiente de dicha proporción.

#### ○ Enfoques de Proyecto seleccionados en el Anexo Nacional Español

Como se ha mencionado previamente, el Enfoque de Proyecto por el que ha optado el Anexo Nacional Español es el Enfoque de Proyecto 2 para todas las actuaciones geotécnicas, a excepción del cálculo de la estabilidad global y de taludes que se deberán analizar con el Enfoque de Proyecto 3.

La elección del Enfoque de Proyecto 2 viene motivada porque los parámetros geotécnicos no se minoran, asemejándose así a la práctica habitual en España. En cambio, la gran diferencia está en el tratamiento de las acciones, que sí son mayoradas, mientras que en la práctica tradicional los cálculos se hacían con las acciones sin mayorar.

Este punto, el de mayorar las acciones, es problemático en el caso de la estabilidad de taludes, puesto que algunas de las acciones permanentes pueden ser simultáneamente favorables (producen un momento estabilizador en una parte del suelo a analizar) y desfavorables (producen un momento desestabilizador en la otra parte del suelo). Esto crearía dificultades a la hora de asignar los correspondientes valores de mayoración o minoración de acciones.

Con el objetivo de evitar este problema se ha elegido, junto con la mayoría de los países europeos, el Enfoque de Proyecto 3 para el cálculo de la estabilidad de taludes y la estabilidad global de las estructuras. De esta forma, se deberán mayorar únicamente las acciones geotécnicas variables de carácter desfavorable, mientras que las acciones permanentes mantienen su valor característico. Por otro lado, se deberán minorar los parámetros geotécnicos en vez de las resistencias.

Estas dos características del Enfoque de Proyecto 3 son las que han sido determinantes a la hora de ser seleccionado en el Anexo Nacional, ya que se asemeja a la práctica tradicional en España, en la que el factor de seguridad se determina mediante la reducción de la resistencia al corte del terreno minorando los valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento de los materiales implicados en el deslizamiento.

### 4.3. ACCIONES

#### 4.3.1. Clasificación de las acciones

Las acciones pueden clasificarse atendiendo a diferentes criterios, como puede ser su origen (acciones directas o indirectas), su variación espacial (acciones fijas o libres), su variación en el tiempo (acciones permanentes, variables o accidentales), o la respuesta estructural que producen (acciones estáticas, o cuasi-estáticas, o acciones dinámicas).

A efectos prácticos, tanto en la Guía de cimentaciones como en el Eurocódigo 7, la clasificación de acciones es igual en ambas normativas, empleando la que atiende a su variación en el tiempo. Adicionalmente, el EC-7 va a realizar una distinción entre las acciones estructurales, transmitidas por la estructura al terreno, y las estructuras geotécnicas, transmitidas por el terreno, los rellenos o el agua intersticial a la estructura.

Clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo:

- *Acciones permanentes (G)*: aquellas que, para una situación de proyecto determinada, actúan sobre la estructura en todo momento. Estas acciones pueden ser permanentes de valor constante (si se mantienen en posición y magnitud), o permanentes de valor no constante (si actúan en todo momento, pero su magnitud puede variar).

Ejemplos de acciones de valor constante pueden ser el peso propio, las cargas muertas o el peso del terreno. El empuje hidrostático del agua intersticial también puede ser considerado una acción de este tipo, siendo un caso especial en el EC-7.

- *Acciones variables (Q)*: son aquellas que pueden actuar o no, y cuya intensidad o ubicación varía notablemente en el tiempo que dura la situación de proyecto. Ejemplos de estas acciones pueden ser las sobrecargas de uso o las debidas a acciones climáticas (lluvia, viento, nieve, cambios térmicos, etc.).

- *Acciones accidentales (A)*: acciones de corta duración cuya probabilidad de actuación durante la vida útil de la estructura es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables.

Ejemplos de estas acciones pueden ser inundaciones o avenidas extraordinarias, impactos o explosiones, o sismos.

#### 4.3.2. Acciones más importantes que considerar en el diseño geotécnico

En este apartado se van a analizar las acciones más importantes que han de ser consideradas en el diseño geotécnico de una estructura, puesto que en ambas normativas van a ser las mismas pero el tratamiento que van a recibir va a ser diferente.

En el proyecto geotécnico, además de las cargas provenientes de la estructura, deberían considerarse en su caso las acciones siguientes (UNE-EN 1997-1, apartado 2.4.2(4)):

- Los pesos del suelo, las rocas y el agua
- Las tensiones existentes en el terreno
- Los empujes unitarios de tierras
- Las presiones del agua subterránea
- Las fuerzas de filtración
- Las cargas muertas y las cargas provenientes de las estructuras



- Las sobrecargas

Una vez establecidas las principales acciones que se tienen en cuenta en un proyecto geotécnico, vamos a analizar el tratamiento que reciben en función de la normativa aplicada. En primer lugar, vamos a estudiar el EC-7, ya que introduce el concepto de acción favorable o acción desfavorable, que no existe en la Guía de cimentaciones. Por otro lado, las diferencias más importantes en cuanto al tratamiento de las acciones nos las vamos a encontrar en los empujes unitarios de tierras y el empuje hidrostático del agua, por lo que se van a estudiar con mayor detenimiento.

- Acciones favorables o acciones desfavorables

El Eurocódigo 7 hace una importante distinción entre acciones favorables y desfavorables, que se ve reflejada en los coeficientes parciales  $\gamma_F$  a aplicar en cada situación. Esta distinción puede llevar a una situación en la que las componentes horizontal y vertical de una misma acción puedan ser consideradas a la vez como favorable y desfavorable.

Ejemplo de esta situación es el empuje hidrostático del agua en una estructura de contención. La componente horizontal que actúa sobre el trasdós del muro es considerada una fuerza desfavorable para las situaciones de vuelco, deslizamiento y hundimiento. En cambio, la componente vertical (o subpresión) que actúa sobre la base del muro será considerada una fuerza desfavorable para las situaciones de vuelco y deslizamiento, mientras que para la situación de hundimiento es una fuerza favorable. Es ilógico pensar que una misma acción pueda ser tratada en un mismo cálculo como favorable y desfavorable a la vez.

Para dar solución a esta situación, el EC-7 introduce el ‘*principio del mismo origen*’ (‘*Single-Source Principle*’ en inglés) mediante una nota en el apartado 2.4.2(9)P, que dice:

*“Las acciones permanentes desfavorables (desestabilizadoras) o favorables (estabilizadoras) se pueden considerar que tienen, en algunos casos, un mismo origen. En caso de considerarlas de ese modo, se puede aplicar un único coeficiente parcial a la suma de dichas acciones o a la suma de sus efectos.”*

Esta nota permite, siguiendo el ejemplo anterior, tratar a las componentes horizontal y vertical del empuje hidrostático de la misma manera, bien ambas favorables o ambas desfavorables, eligiendo la situación que lleve a un valor más restrictivo en el diseño de la estructura.

○ Empujes unitarios de tierras

Los empujes unitarios de tierras son una de las principales acciones a tener en cuenta a la hora de diseñar una estructura de contención. Como se ha explicado anteriormente en el apartado 3.2, una estructura de contención está sometida a un empuje activo  $E_a$ , resultante de los empujes unitarios  $\sigma'_a$ :

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a} \quad (23)$$

Esta ecuación, válida tanto para la Guía de cimentaciones como para el Eurocódigo 7, introduce el coeficiente de empuje activo  $K_a$ . La forma de calcular este coeficiente va a ser diferente en función de la normativa empleada.

La Guía de cimentaciones en el apartado 6.4.3. dedicado al empuje del trasdós, indica que la forma de calcular el empuje activo es empleando la teoría de Coulomb. Esta teoría, como se ha explicado previamente, lleva a una formulación del coeficiente de empuje activo de la forma:

$$K_a = \left[ \frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' + i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (24)$$

Este coeficiente  $K_a$  que se obtiene tiene la misma dirección que el empuje activo, formando un ángulo  $\delta$  con la horizontal (interacción terreno-muro).

En cambio, el Eurocódigo 7 no propone ni especifica ninguna formulación a la hora de determinar los empujes unitarios de tierras. Únicamente, a través de una Nota en el apartado 9.5.3, hace referencia al *Anexo C (Informativo): Métodos para determinar los valores límite de los empujes unitarios de tierras*.

Este anexo recoge, mediante una serie de gráficos, los valores de los coeficientes del empuje unitario de tierras. El coeficiente de empuje activo  $K_a$  queda definido en las figuras C.1.1 a C.1.4, en las que se recogen las diferentes situaciones posibles respecto a la inclinación del terreno del trasdós y la interacción muro-terreno.

Como ejemplo, puesto que nos va a servir a la hora de realizar nuestro diseño, vamos a analizar la Figura 23 (UNE-EN 1997-1, Anexo C, Figura C.1.1):

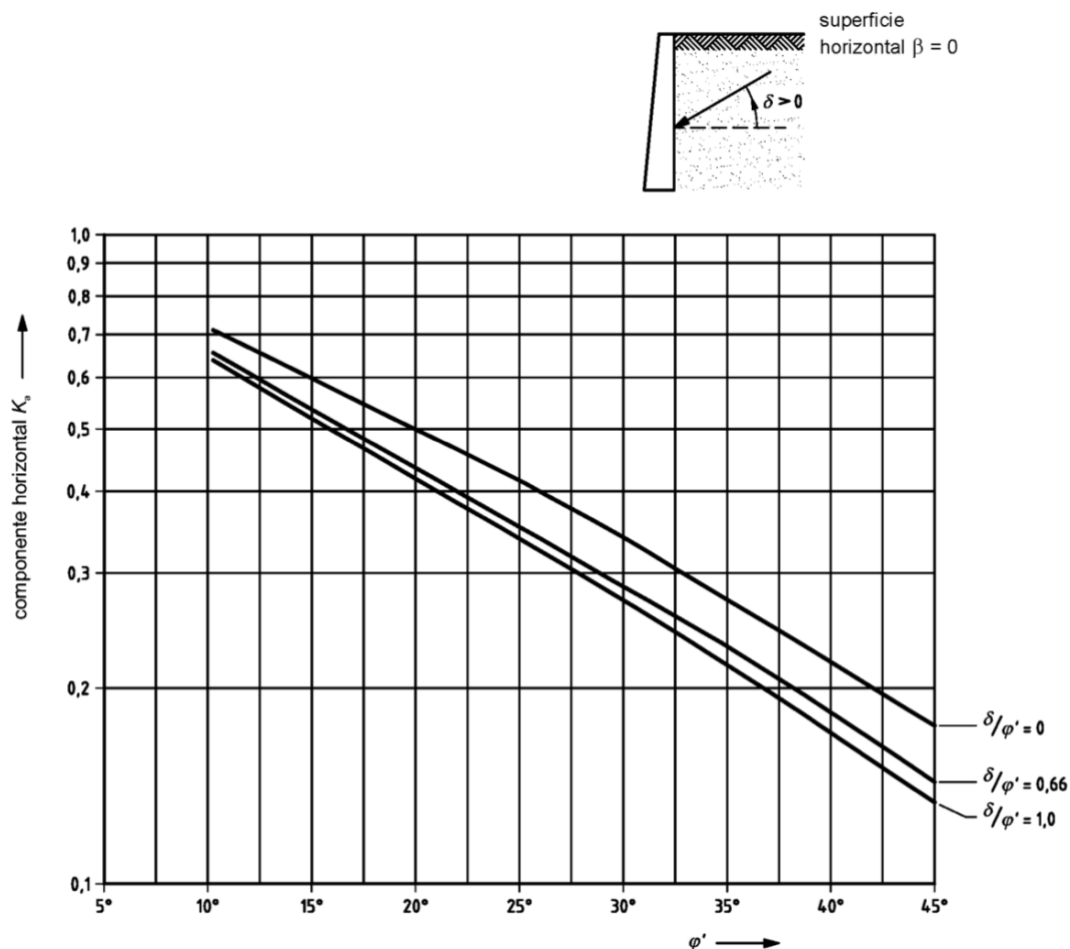


Figura 23. Coeficientes  $K_a$  del empuje unitario de tierras activo efectivo (componente horizontal): con superficie horizontal en trasdós ( $\beta = 0$ ) (Fuente: UNE-EN 1997-1, Anexo C)

Como podemos observar,  $K_a$  es función del ángulo del rozamiento interno  $\varphi'$  y tiene en cuenta la relación que existe con la interacción muro-terreno  $\delta$ . Cabe destacar que el valor que se obtiene mediante esta gráfica del coeficiente  $K_a$  es su componente horizontal.

Este método resulta más impreciso que la formulación que propone la Guía de cimentaciones. Por ello, y para comprobar la precisión de esta gráfica, se va a comparar los resultados de  $K_a$  obtenidos con ambas normativas.

En la Figura 24 se ha representado, por encima de la gráfica que propone el EC-7, los diferentes valores que se obtienen empleando la formulación propuesta en la Guía de cimentaciones. Para ello se ha tenido en cuenta que el valor obtenido por el EC-7 es la componente horizontal y, por lo tanto, los valores de la Guía de cimentaciones deben ser

también los correspondientes a su componente horizontal para poder hacer una correcta comparación.

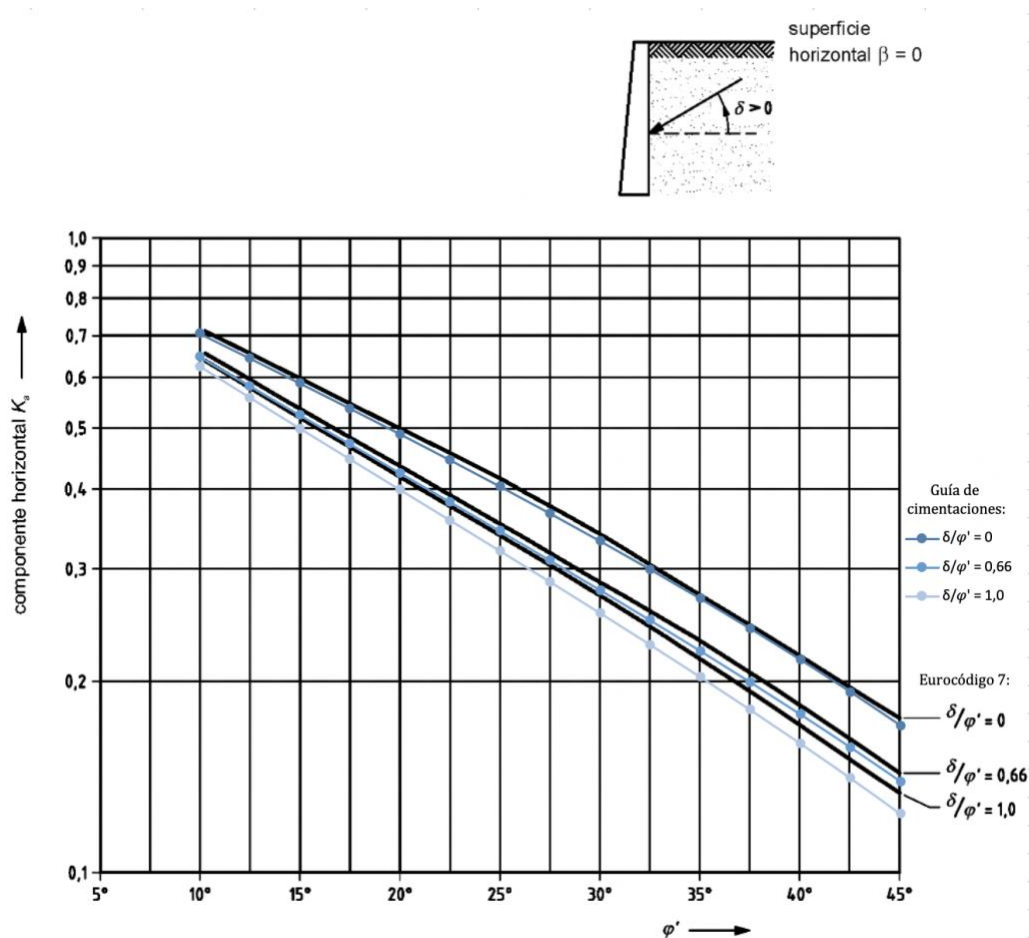


Figura 24. Comparación coeficientes  $K_a$  según la normativa empleada

Como podemos observar, existe una ligera diferencia entre los valores que se obtienen con cada normativa, diferencia que va en aumento cuanto mayor es la relación entre  $\delta/\varphi'$ . En todos los casos, el valor que obtenemos utilizando el EC-7 es mayor que el de la Guía de cimentaciones, lo que deja al EC-7 del lado de la seguridad en comparación.

#### ○ Empuje hidrostático del agua

El empuje hidrostático del agua, en caso de que exista, es otra de las principales acciones a tener en cuenta a la hora de diseñar una estructura de contención. Este es uno de los puntos que más polémica ha generado con la introducción del EC-7.

Si analizamos la Guía de cimentaciones, en el apartado 6.4.3 cuando habla del empuje del trasdós, añade que habrá que sumar el empuje del agua que pueda existir. Para ello, plantea dos hipótesis de cálculo: una situación normal y una situación accidental. En la situación normal, teniendo en cuenta que exista un correcto funcionamiento del sistema de drenaje, se puede emplear para los cálculos el valor característico del empuje hidrostático generado a partir de un nivel freático normal.

En cambio, el EC-7 deja libre a la interpretación del usuario cómo ha de considerarse la acción del empuje hidrostático, ya que según el principio del apartado 2.4.6.1(6)P del UNE-EN 1997-1:

*“Cuando se trata con las presiones del agua subterránea para los estados límite con consecuencias importantes (generalmente, los estados límite últimos), los valores de cálculo deben representar los valores más desfavorables que puedan producirse durante la vida útil de cálculo de la estructura.”*

Esta definición puede dar a entender que el empuje hidrostático a emplear debe ser la peor situación físicamente posible que se pueda dar durante la vida útil de la estructura. Es decir, el empuje hidrostático generado a partir de un nivel freático máximo, y considerando esta acción como una acción variable de carácter desfavorable.

Adicionalmente, el apartado 2.4.6.1(8) del UNE-EN 1997-1 dice:

*“Los valores de cálculo de las presiones del agua subterránea se pueden obtener o bien aplicando coeficientes parciales a las presiones características del agua, o bien aplicando un margen de seguridad al nivel característico del agua.”*

Teniendo en cuenta estos dos apartados, la forma de tratar tanto los empujes hidrostáticos como el nivel freático empleado para calcularlos queda abierta a diferentes interpretaciones. Algunas de estas interpretaciones (Bond y Harris, 2008) quedan representadas en la Figura 25.

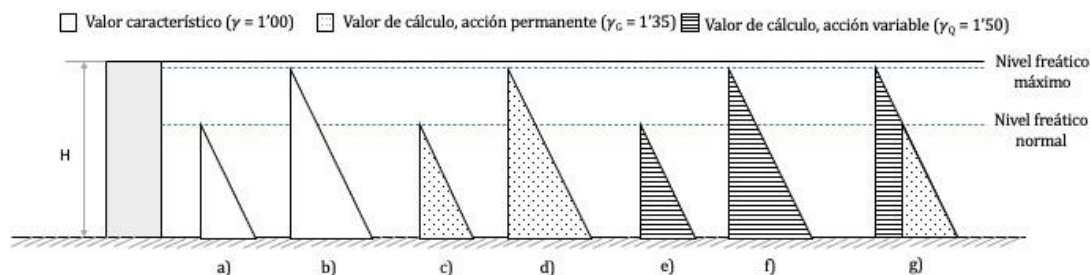


Figura 25. Situaciones empuje hidrostático

Analizando la Figura 25, las situaciones de partida que nos podemos encontrar a la hora de definir el empuje hidrostático del agua son el caso a) y el caso b). En el primero de ellos tenemos el valor característico del empuje hidrostático para un nivel freático normal, mientras que el segundo se trata del valor característico del empuje hidrostático para un nivel freático máximo. Es decir, en el segundo caso estamos aplicando un margen de seguridad al nivel característico del agua.

Partiendo de esas dos situaciones, podemos realizar distintas combinaciones en función de cómo se consideren las acciones: permanentes o variables. Los casos c) y d) son los valores de cálculo del empuje hidrostático considerando las acciones como permanentes (coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_G = 1,35$ ) para un nivel freático normal y máximo, respectivamente. Los casos e) y f) son los valores de cálculo del empuje hidrostático considerando las acciones como variables (coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_Q = 1,50$ ) para un nivel freático normal y máximo, respectivamente. Por último, el caso g) sería una combinación de acciones permanentes y variables, considerando el empuje hidrostático correspondiente a un nivel freático normal como una acción permanente y, la diferencia hasta alcanzar el nivel freático máximo como una acción variable.

Cabe destacar que las diferencias existentes entre los casos c), d), e), f) y g) son mínimas y de menor importancia que una buena elección del nivel freático a emplear.

Una vez analizadas las diferentes situaciones que se pueden considerar en relación con el empuje hidrostático del agua, hay que diferenciar las que pueden ser realistas o no. Por una parte, resulta ilógico aplicar coeficientes de seguridad a la situación de nivel freático máximo, puesto que su valor máximo es conocido (si el nivel freático se coloca en el nivel de la superficie). Por otra, resulta ilógico pensar que las acciones del agua van a ser tratadas de forma diferente al resto de las acciones, como las producidas por los empujes de tierra,

y no se les va a aplicar ningún coeficiente parcial de seguridad, lo que llevaría a situaciones complejas a la hora de realizar los cálculos.

Un enfoque realista sería, en el caso de que se apliquen coeficientes parciales  $\gamma_G > 1,0$  a los empujes del terreno, aplicar esos mismos coeficientes a los empujes hidrostáticos del agua, calculados a partir de un nivel freático normal, como el caso c) de la Figura 25. En el caso de que se apliquen coeficientes parciales  $\gamma_G = 1,0$  a los empujes del terreno, se considera más adecuado calcular los empujes hidrostáticos del agua a partir de un nivel freático máximo (es decir, aplicando un margen de seguridad al nivel freático normal), como el caso b) de la Figura 25.

## 5. APLICACIÓN DEL ANÁLISIS AL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN

En este apartado se va a realizar el diseño de una estructura de contención de modo simplificado para poder analizar las diferentes formulaciones que plantea cada normativa así como los valores de los factores de seguridad, y comparar los resultados que se obtienen con cada una. El procedimiento de cálculo no es de gran interés en este trabajo, por lo que queda recogido en el Anexo B para los cálculos realizados con la Guía de cimentaciones y en el Anexo C para los realizados con el Eurocódigo 7. El cálculo de la estabilidad global se ha realizado de forma conjunta para ambas normativas, y queda recogido en el Anexo D.

El diseño de la estructura se va a realizar analizando los modos de fallo asociados a los estados límite últimos EQU y GEO, sin considerar el diseño estructural del muro (ELU-STR). Para ello, vamos a estudiar la seguridad frente al vuelco, frente al deslizamiento y frente al hundimiento. De forma adicional, se va a realizar un análisis de la estabilidad global del conjunto.

Los coeficientes de seguridad que se van a emplear a la hora de realizar el diseño son, por una parte, los propuestos por la Guía de cimentaciones y, en el caso del Eurocódigo 7, los propuestos en el Anexo Nacional Español.

### 5.1. DATOS DE PARTIDA

La estructura de contención que se va a diseñar se trata de un muro de gravedad (de forma rectangular) de hormigón armado ( $\gamma_h = 25 \text{ kN/m}^3$ ) de altura  $H = 6$  metros. El parámetro por determinar, de forma que cumpla con las condiciones de seguridad impuestas por la normativa, es el ancho  $B$  del muro.

De forma simplificada, el nivel freático se ha considerado horizontal, tomando como cota la máxima cota que se podría llegar a dar en una situación normal.

A continuación, se muestran los datos del terreno necesarios para realizar los cálculos:

- Terreno: arcilla
  - Peso específico saturado,  $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$



- Ángulo de rozamiento interno,  $\phi' = 29^\circ$
- Cohesión,  $c' = 50$  kPa
- Resistencia al corte sin drenaje,  $c_u = 130$  kPa
- Relleno del trasdós: material granular
  - Peso específico sobre el nivel freático,  $\gamma_d = 18$  kN/m<sup>3</sup>
  - Peso específico saturado,  $\gamma_{sat} = 19$  kN/m<sup>3</sup>
  - Ángulo de rozamiento interno,  $\phi' = 36^\circ$
  - Cohesión,  $c' = 0$  kPa
- Nivel freático:
  - Altura nivel freático,  $h_w = 2,5$  m
  - Peso específico agua,  $\gamma_w = 10$  kN/m<sup>3</sup>

Adicionalmente, existen una serie de cargas sobre el terreno con las siguientes características: una carga repartida permanente, de valor  $G = 6$  kN/m<sup>2</sup>, y una carga repartida variable, de valor  $Q = 4$  kN/m<sup>2</sup>.

Por último, hace falta definir la geometría del conjunto: el terreno tiene una superficie horizontal, el muro de contención forma un ángulo  $\beta = 90^\circ$  con la superficie del terreno, y la superficie del material de relleno es horizontal ( $i = 0^\circ$ ). El rozamiento que se produce entre el muro y el material de relleno forma un ángulo de valor:

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi' = \frac{2}{3} \cdot 36^\circ = 24^\circ$$

En la Figura 26 se han representado de forma esquemática todos los datos de partida:

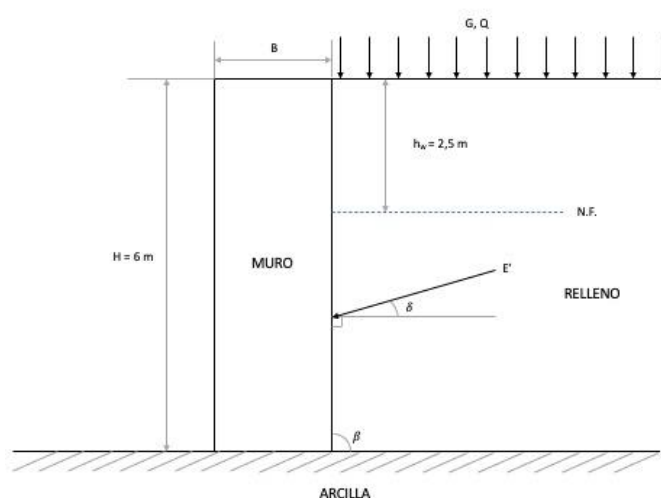


Figura 26. Esquema datos de partida

## 5.2. SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO

La seguridad frente al vuelco se analiza de forma similar en ambas normativas, aunque los resultados que se obtienen difieren ligeramente. Esto se debe principalmente a la forma de introducir los factores de seguridad, y al tratamiento que reciben las acciones.

La formulación que plantea la Guía de cimentaciones para calcular este modo de fallo se recoge en la Ecuación (25), y la planteada por el Eurocódigo 7 en la Ecuación (26).

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}} \quad (25)$$

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (26)$$

La Ecuación (26) indica que las acciones desestabilizadoras  $E_{dst;d}$  deben ser menores o iguales a la suma de las acciones estabilizadoras  $E_{stb;d}$  y de la resistencia a cortante  $T_d$  que se pueda desarrollar. Es interesante destacar que en esta formulación propuesta por el EC-7, a diferencia del resto de comprobaciones, no se sigue la fórmula  $E_d \leq R_d$  (Ecuación (14)) y únicamente se tienen en cuenta las acciones.

La Guía de cimentaciones propone un factor de seguridad  $F_v = 2$  para las estructuras de contención, obteniéndose un ancho del muro de  $B = 2,729$  m.

En cambio, tras aplicar los coeficientes de seguridad parciales del Enfoque de Proyecto 2, con el EC-7 se obtiene un valor del ancho del muro de  $B = 2,117$  m.

Esta diferencia en el resultado se debe a que en la Guía de cimentaciones se aplica un factor de seguridad global que afecta a todas las acciones por igual, mientras que en el Eurocódigo 7 se aplican diferentes coeficientes de seguridad en función de si las acciones son favorables o desfavorables, y si son de carácter permanente o variable.

La seguridad frente al vuelco no es determinante a la hora de diseñar la estructura, por lo que esta diferencia no va a influir en el resultado final.

### 5.3. SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

La formulación planteada por la Guía de cimentaciones para calcular la seguridad frente al deslizamiento queda recogida en la Ecuación (27) para condiciones drenadas del terreno y, si realizamos el cálculo para condiciones no drenadas, la Ecuación (28) sería de aplicación, y el factor de seguridad propuesto en ambas situaciones es  $F_d = 1,5$  para las estructuras de contención.

$$F_d = \frac{V \cdot \tan \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R}{H} \quad (27)$$

$$F_d = \frac{B^* \cdot L^* \cdot c_u + R}{H} \quad (28)$$

En el Eurocódigo 7 se debe cumplir la Ecuación (29):

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (29)$$

Donde  $H_d$  debe incluir los valores de cálculo de cualquier empuje activo que actúe sobre la cimentación, y donde  $R_d$  se calcula empleando la Ecuación (30) para condiciones drenadas y la Ecuación (31) para condiciones no drenadas, aplicando un coeficiente de seguridad parcial  $\gamma_{R,h} = 1,1$ .

$$R_d = (V'_d \cdot \tan \delta_k) / \gamma_{R,h} \quad (30)$$

$$R_d = (A \cdot c_{u,k}) / \gamma_{R,h} \quad (31)$$

Observando las ecuaciones de ambas normativas, se puede asemejar el numerador de la Guía de cimentaciones con la resistencia del EC-7, con una serie de salvedades. Para la situación de condiciones drenadas, el EC-7 no tiene en cuenta la cohesión del terreno y, en el caso de condiciones no drenadas, el cálculo se hace con el área de la cimentación, sin calcular las dimensiones equivalentes.

En la situación de condiciones drenadas, para la Guía de cimentaciones se obtiene un ancho del muro  $B = 2,049$  m, mientras que con el EC-7 se obtiene  $B = 3,229$  m.

En la situación de condiciones no drenadas, para la Guía de cimentaciones se obtiene un ancho del muro  $B = 2,725$  m, mientras que con el EC-7 se obtiene  $B = 1,552$  m.

Como podemos observar, existe una gran diferencia en los resultados entre ambas normativas. En el caso de condiciones drenadas en el EC-7, al no tener en cuenta la cohesión del terreno que contrarresta los empujes horizontales, el ancho del muro necesario es superior a una situación más realista en la que sí se tenga en cuenta la cohesión, como ocurre en la Guía de cimentaciones.

Por otro lado, si se analizan los cálculos realizados para las condiciones no drenadas, se puede observar que el resultado que se obtiene en la Guía de cimentaciones de las dimensiones de la cimentación equivalente es muy similar al que se obtiene en el Eurocódigo 7. En este caso, es superior el ancho del muro de la Guía de cimentaciones porque, una vez calculada la cimentación equivalente, debe transformar ese resultado a la cimentación real.

#### 5.4. SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO

Si analizamos la seguridad frente al hundimiento empleando la Guía de cimentaciones, la formulación que nos plantea esta normativa queda recogida en la Ecuación (32), donde el factor de seguridad debe tener un valor de  $F_h \geq 3$ .

$$F_h = \frac{p_{vh}}{p_v} \quad (32)$$

Donde  $p_v$  es la presión vertical que actúa sobre el terreno y  $p_{vh}$  es la presión de hundimiento correspondiente, que se puede calcular analíticamente mediante la Ecuación (33).

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma \quad (33)$$

La Ecuación (33) es la correspondiente a una situación con condiciones drenadas, pero se puede adaptar a condiciones no drenadas, quedando de la forma recogida en la Ecuación (34).

$$p_{vh} = q + cu \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c \quad (34)$$

Si realizamos el diseño empleando el Eurocódigo 7, se debe cumplir la Ecuación (35) de la capacidad portante.

$$V_d \leq R_d \quad (35)$$

Donde  $V_d$  debe incluir el peso de la cimentación, el peso de cualquier material de relleno de la excavación del cimient y todos los empujes unitarios de tierras, sean favorables o desfavorables. Las presiones de agua que no sean debidas a la carga de cimentación deben incluirse como acciones.

Para calcular las resistencias  $R_d$ , el Anexo D del EC-7 nos proporciona un ejemplo de método analítico para calcular la capacidad portante, con una formulación para condiciones no drenadas (Ecuación (36)) y otra para condiciones drenadas (Ecuación (37)).

$$R/A' = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \quad (36)$$

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (37)$$

Donde el coeficiente adimensional  $N$  representa la capacidad portante,  $b$  la inclinación de la base de la cimentación,  $s$  la forma de la cimentación e  $i$  la inclinación de la carga debido a carga horizontal  $H$ . Los factores  $N$ ,  $b$ ,  $s$ ,  $i$  van acompañados de los subíndices  $q$ ,  $c$ ,  $\gamma$  que indican en cuál de los tres términos de la fórmula deben aplicarse.

Una vez obtenido el valor de las resistencias, el valor de cálculo se obtiene aplicando el factor de seguridad parcial  $\gamma_{R,h} = 1,85$ .

Los resultados que se obtienen empleando la Guía de cimentaciones son un ancho del muro  $B = 2,823$  m para condiciones no drenadas, y  $B = 2,634$  m para condiciones drenadas.

En el caso de emplear el Eurocódigo 7, los resultados son un ancho del muro  $B = 3,523$  m para condiciones no drenadas, y  $B = 2,525$  m para condiciones drenadas.

En ambos casos, la peor situación es para las condiciones no drenadas. Sin embargo, los resultados obtenidos para las condiciones drenadas en ambas normativas son muy similares, existiendo mayor diferencia en la otra situación.

Esta diferencia se debe, principalmente, a la forma de calcular las resistencias, puesto que el EC-7 no tienen en cuenta el factor de consideración de la resistencia al corte del terreno, factor que sí existe en el caso de la Guía de cimentaciones. Si a la hora de realizar los cálculos, el EC-7 tuviese en cuenta el factor relacionado con la resistencia al corte del terreno, el resultado que se obtiene se acerca mucho más al obtenido con la Guía de cimentaciones.

Este análisis se ha realizado con los valores de los coeficientes propuestos en el Anexo Nacional Español que, a excepción del coeficiente que se aplica a las resistencias en el

estudio de la estabilidad frente al hundimiento, son los mismos valores que los propuestos por el Eurocódigo 7. El coeficiente que el EC-7 propone para calcular las resistencias en el hundimiento es  $\gamma_{R,h} = 1,40$ , mientras que el recogido en el Anexo Nacional Español es  $\gamma_{R,h} = 1,85$ .

Si se realiza el cálculo con el coeficiente propuesto por el EC-7 y, teniendo en cuenta que este cálculo tampoco incluye el factor relacionado con la resistencia al corte del terreno, al disminuir el coeficiente de seguridad el resultado que se obtiene se asemeja más al obtenido con la Guía de cimentaciones.

## 5.5. ESTABILIDAD GLOBAL

Para realizar el cálculo de la estabilidad global de una estructura siguiendo la Guía de cimentaciones, la normativa indica que puede emplearse un método de cálculo de equilibrio límite (como el de Janbu, Bishop, Morgenstern y Price, etc.).

En el caso del Eurocódigo 7, la normativa indica que la estabilidad puede comprobarse por análisis límite o utilizando el método de elementos finitos. En el caso de emplear un método de rebanadas, si no se comprueba el equilibrio horizontal, las fuerzas entre rebanadas deberían suponerse horizontales.

Para realizar los cálculos se ha empleado el software SLOPE/W 2016 de GeoStudio. En este programa se emplea el método de cálculo de equilibrio límite, ofreciendo la posibilidad de elegir el método que mejor se adapte a nuestras necesidades. En este caso se ha optado por elegir el método de Morgenstern y Price (1965) ya que satisface todas las condiciones de equilibrio, cumpliendo así con las exigencias del EC-7, y puesto que el tipo de superficie de rotura es arbitraria, no quedaría así restringida a una rotura circular, por ejemplo.

Si realizamos el cálculo según la Guía de cimentaciones, debemos obtener un factor de seguridad frente a la estabilidad global de  $F \geq 1,5$ .

Ahora bien, si realizamos el cálculo según el Eurocódigo 7, al emplear el Enfoque de Proyecto 3 para la estabilidad global nos encontramos con coeficientes parciales de seguridad aplicados a las acciones y a los parámetros geotécnicos. Si observamos los valores de los coeficientes parciales de las acciones, si éstas son permanentes tienen un coeficiente  $\gamma_G = 1,0$ , lo que produciría un análisis similar al de la Guía de cimentaciones. La diferencia

está cuando existen acciones variables desfavorables, que tienen un coeficiente de seguridad  $\gamma_Q = 1,3$ . En el caso del Anexo Nacional Español, el valor seleccionado para el coeficiente parcial que hay que aplicar a los parámetros geotécnicos es, en el caso de estructuras en obras viarias,  $\gamma_M = 1,5$ .

Es decir, si no existen acciones variables en el cálculo, el análisis de la estabilidad global es igual en ambas normativas. En cambio, si existen acciones variables en el diseño, el análisis ya no es equivalente puesto que se produce una combinación de acciones y ya no se emplean con su valor característico.

En nuestro problema se han analizado tres situaciones diferentes para comparar los resultados obtenidos. Una primera situación en la que se encuentra únicamente la estructura y el relleno sobre la ladera, sin cargas adicionales sobre el terreno. A continuación, se ha comprobado la estabilidad con las cargas sin mayorar, siguiendo la Guía de cimentaciones y, por último, aplicando el coeficiente de seguridad a la carga variable según el EC-7. De esta forma, el valor del coeficiente de seguridad que se obtiene es el correspondiente al factor de seguridad global de la Guía de cimentaciones y al coeficiente de seguridad parcial de los parámetros geotécnicos en el EC-7, teniendo ambos el mismo valor en este análisis.

Los resultados que se han obtenido en las tres situaciones es un coeficiente de seguridad  $F = 2$ , estando en todos los casos del lado de la seguridad.

## 5.6. RESULTADOS

Analizando los resultados obtenidos en el diseño de una estructura de contención rígida, podemos observar que tanto el cálculo de la estabilidad frente al vuelco como el de la estabilidad global es muy similar en ambas normativas.

En cambio, sí se observan grandes diferencias en los resultados obtenidos de analizar la estabilidad frente al deslizamiento y frente al hundimiento, motivadas en ambos casos por diferencias en las formulaciones de cada normativa.

A pesar de esas diferencias, el ancho de muro que limita el diseño en ambas normativas es el obtenido al calcular la seguridad frente al hundimiento en la situación de condiciones no drenadas.

## 6. CONCLUSIONES

Una vez analizadas las dos normativas, tanto la Guía de cimentaciones como el Eurocódigo 7, podemos decir que la mayor diferencia que existe entre ambas es la forma de introducir los coeficientes de seguridad a la hora de realizar los cálculos. Mientras que la práctica tradicional española empleaba coeficientes de seguridad globales, el EC-7 ha introducido los coeficientes de seguridad parciales. Esta forma de calcular la seguridad es novedosa en el campo de la geotecnia, pero no es así en el resto de las estructuras, donde sí se emplean los coeficientes parciales. Que el Eurocódigo 7 introduzca estos coeficientes supone un intento de unificar el proyecto completo de una obra de ingeniería, desde la estructura hasta los cimientos.

En líneas generales ambas normativas son similares, puesto que analizan los mismos estados límite últimos, y tienen en cuenta las mismas acciones a la hora de realizar los cálculos. La gran diferencia que existe entre ambas es el tratamiento que reciben estas acciones como consecuencia de los coeficientes de seguridad parciales.

Estos coeficientes han de ser aplicados a las acciones, a los parámetros geotécnicos y/o a las resistencias. Cuando deben ser aplicados a las acciones, el EC-7 introduce el concepto de acción favorable o desfavorable, lo que creará combinaciones de acciones diferentes en función de la situación, a diferencia de la Guía de cimentaciones que trata a todas las acciones por igual.

Esta clasificación que introduce el EC-7 en cuanto a acciones favorables o desfavorables ha generado controversia porque viene acompañada del 'principio del mismo origen', que obliga a considerar las acciones provenientes de la misma fuente de igual manera, ya sea favorable o desfavorable.

Un punto que también ha generado polémica con la introducción del Eurocódigo 7 es la definición de los empujes hidrostáticos del agua, ya que el EC-7 da una definición un tanto ambigua que puede quedar abierta a interpretaciones. Es de esperar que, en la redacción de la 2ª generación de esta norma, se le de una mayor definición a este punto.

Con este análisis de las bases teóricas se ha procedido al cálculo de una estructura de contención. Para realizar el diseño se han tenido en cuenta los estados límite últimos EQU y GEO, obteniendo resultados muy similares en ambas normativas.



Por un lado, cabe destacar el parecido que existe a la hora de analizar la estabilidad frente al vuelco y la estabilidad global de la estructura. En cambio, se han observado ciertas discrepancias en cuanto a las formulaciones propuestas. Estas diferencias se encuentran en la determinación del coeficiente de empuje activo, para el cual el EC-7 propone una serie de gráficas, en la no utilización de la cohesión del terreno para calcular la resistencia al deslizamiento de la estructura o en no tener en cuenta el factor relacionado con la profundidad de la cimentación, que tiene en cuenta la resistencia de ese terreno superior en el cálculo de la presión de hundimiento.

A pesar de estas diferencias, los resultados que se han obtenido al realizar el diseño de una estructura de contención rígida han sido similares, obteniéndose en ambos casos el valor más restrictivo al analizar la seguridad frente al hundimiento en condiciones no drenadas. También cabe mencionar que los valores obtenidos a la hora de diseñar con el EC-7 son más restrictivos que los de la Guía de cimentaciones, por lo que estaríamos en una situación del lado de la seguridad en comparación con la práctica tradicional española.

Después de analizar todos estos puntos, es cierto que existen diferencias entre ambas normativas, pero los resultados que se obtienen con ambas son muy similares. Esto lleva a la pregunta: ¿por qué ha tardado tanto en adoptarse el Eurocódigo 7 en España? Aún así, estas discrepancias que se han observado y las partes que puedan necesitar una mayor definición son cosas que solo se pueden aprender y mejorar a través del uso de la normativa.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO PÉREZ DE ÁGREDÁ, E. 2005. *Estabilidad de taludes*. Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica. E. T. S. d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports. Universitat Politècnica de Catalunya.
- ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN (AENOR). 2019. *Eurocódigos: Bases de cálculo de estructuras (UNE-EN 1990)*. Madrid.
- ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN (AENOR). 2016. *Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 1: Reglas Generales (UNE-EN 1997-1)*. Madrid.
- BOND, A.; HARRIS, A. 2008. *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis.
- BOWLES, J. 1996. *Foundation analysis and design*. Fifth Edition. New York: McGraw-Hill
- CRESPO RODRÍGUEZ, P.; PARRILLA ALCAIDE, A.; ESTAIRE GEPP, J.; ORTEGA CORNEJO, M.; PÉREZ CALDENTEY, A. 2013. *Bases de cálculo del Eurocódigo 7. Un cambio en la metodología para el proyecto de cimentaciones*. Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE).
- ESTAIRE, J., OLIVENZA, G. 2013. *Factores de seguridad en la estabilidad de taludes de acuerdo con el Eurocódigo EC-7 y el Anejo Nacional Español*. En: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.) VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Palma de Mallorca, junio 2013.
- MINISTERIO DE FOMENTO. 2009. *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Madrid: Centro de publicaciones.
- MINISTERIO DE FOMENTO. 2019. *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico*. Madrid: Centro de publicaciones.
- MINISTERIO DE LA VIVIENDA. 2005. *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-C Seguridad Estructural de Cimientos*. España.
- PUERTOS DEL ESTADO. 2005. *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*. Madrid.
- SAGASETA, C., CAÑIZAL, J., DA COSTA, A., CASTRO, J. 2010. *Geotecnia I*. Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales. Universidad de Cantabria.



## **ANEXO A: COEFICIENTES DE SEGURIDAD SEGÚN LA NORMATIVA EMPLEADA**

## ANEXO A: COEFICIENTES DE SEGURIDAD SEGÚN LA NORMATIVA EMPLEADA

En este Anexo se van a recopilar los coeficientes de seguridad que son aplicados para el diseño geotécnico en función de la normativa empleada.

### A.1. GUÍA DE CIMENTACIONES PARA OBRAS DE CARRETERAS

Los mecanismos de fallo a considerar en el proyecto de los cimientos de los muros de contención son los habituales en el proyecto de cimentaciones. Los coeficientes de seguridad mínimos recomendados son los siguientes (Guía de cimentaciones para obras de carreteras, Tabla 6.9.):

Modo de fallo	Combinación casi permanente	Combinación característica	Combinación accidental
Estabilidad global	1,50	1,30	1,10
Hundimiento	3,00	2,60	2,20
Deslizamiento	1,50	1,30	1,10
Resistencia horizontal	3,00	2,60	2,20
Vuelco plástico	1,50	1,30	1,10
Vuelco rígido	2,00	1,80	1,50

Tabla 1. Coeficientes de seguridad mínimos normales para la cimentación de muros.

### A.2. EUROCÓDIGO 7: PROYECTO GEOTÉCNICO (VALORES RECOMENDADOS ANEXO A)

#### A.2.1. Coeficientes parciales para la comprobación del estado límite de equilibrio (EQU)

Para la comprobación del ELU-EQU, se deberán aplicar los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo A, Tabla A.1) a las acciones  $\gamma_F$ :

Acción		Símbolo	Valor
Permanente	Desfavorable	$\gamma_{G;dst}$	1,1
	Favorable	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variable	Desfavorable	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
	Favorable	$\gamma_{Q;stb}$	0

Tabla 2. Coeficientes parciales para las acciones ( $\gamma_F$ )

Para la comprobación de un estado límite de equilibrio (EQU) se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales  $\gamma_M$  (UNE-EN 1997, Anexo A, Tabla A.2), aplicados a los parámetros geotécnicos:

Parámetro geotécnico	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas <sup>1</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Cohesión efectiva	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistencia al corte sin drenaje	$\gamma_{cu}$	1,4
Resistencia a compresión simple	$\gamma_{qu}$	1,4
Peso específico	$\gamma_\gamma$	1,0

<sup>1</sup> Este factor se aplica a  $\tan \phi'$ .

Tabla 3. Coeficientes parciales para los parámetros geotécnicos ( $\gamma_M$ )

#### A.2.2. Coeficientes parciales para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO)

Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO) se deben aplicar los conjuntos A1 o A2, de los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo A, Tabla A.3) de las acciones ( $\gamma_F$ ) o de los efectos de las acciones ( $\gamma_E$ ):

Acción		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorable	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorable		1,0	1,0
Variable	Desfavorable	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorable		0	0

Tabla 4. Coeficientes parciales para las acciones ( $\gamma_F$ ) o los efectos de las acciones ( $\gamma_E$ )

Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO) se deben aplicar los conjuntos  $M1$  y  $M2$ , de los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo A, Tabla A.4) aplicables a los parámetros geotécnicos  $\gamma_M$ :

Parámetro geotécnico	Símbolo	Conjunto	
		$M1$	$M2$
Ángulo de rozamiento interno en efectivas <sup>1</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Cohesión efectiva	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistencia al corte sin drenaje	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistencia a compresión simple	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso específico	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0

<sup>1</sup> Este factor se aplica a  $\tan \phi'$ .

Tabla 5. Coeficientes parciales para los parámetros geotécnicos ( $\gamma_M$ )

Para las comprobaciones de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO), en los cálculos de las estructuras de contención, se deben aplicar los conjuntos de  $R1$ ,  $R2$  o  $R3$ , de los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo A, Tabla A.13) de la resistencia ( $\gamma_R$ ):

Resistencia	Símbolo	Conjunto		
		$R1$	$R2$	$R3$
Hundimiento	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamiento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Tabla 6. Coeficientes parciales de resistencia ( $\gamma_R$ ) para las cimentaciones directas

Para las comprobaciones de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO), en los cálculos de taludes y de estabilidad global, se deben aplicar los conjuntos de  $R1$ ,  $R2$  o  $R3$ , de los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo A, Tabla A.14) de la resistencia del terreno ( $\gamma_{R,e}$ ):

Resistencia	Símbolo	Conjunto		
		$R1$	$R2$	$R3$
Empuje pasivo	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

Tabla 7. Coeficientes parciales de resistencia ( $\gamma_R$ ) para los taludes y la estabilidad global

### A.3. EUROCÓDIGO 7: PROYECTO GEOTÉCNICO (VALORES ANEXO NACIONAL)

Los valores de los coeficientes de seguridad parciales que a continuación se recogen forman parte del Anexo Nacional del Eurocódigo 7, ya que se tratan de Parámetros de Determinación Nacional (NDP).

El enfoque de proyecto a utilizar para la comprobación de los estados límite último de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO) debe ser el Enfoque de Proyecto 2 (DA-2), excepto para la comprobación del estado límite último de estabilidad global, en el que se debe utilizar el Enfoque de Proyecto 3 (DA-3). Las combinaciones de acciones que debe seguir cada enfoque son las siguientes:

*Combinación DA-2: A1 “+” M1 “+” R2*

*Combinación DA-3 (estabilidad global): A2 “+” M2 “+” R3*

#### A.3.1. Coeficientes parciales para la comprobación del estado límite de equilibrio (EQU)

Para la comprobación del ELU-EQU, se deberán aplicar los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo Nacional, Tabla A.1) a las acciones  $\gamma_F$ . Para las estructuras de puentes de carretera y de ferrocarril y pasarelas, la tabla de referencia es la Tabla AN.8 (tabla A2.4(A)) “Valor de cálculo de las acciones (EQU) (Conjunto A)”, del anexo nacional de la Norma UNE-EN 1990, que se adjunta a continuación:

Acción		Efecto	
		Estabilizador	Desestabilizador
Permanente (G)  $\gamma_G$	Peso propio	0,9	1,1
	Carga muerta	0,9	1,1
	Empuje del terreno	1,0	1,35
	Empuje hidrostático del agua intersticial	1,0	1,35
Variable (Q)  $\gamma_Q$	Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	0,0	1,5

*Tabla 8. Coeficientes parciales  $\gamma_G$  aplicables a las acciones, en la comprobación de los estados límite últimos del tipo EQU*



Para la comprobación de un estado límite de equilibrio (EQU) se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales  $\gamma_M$  (UNE-EN 1997, Anexo Nacional, Tabla A.2), aplicados a los parámetros geotécnicos:

Parámetro geotécnico	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas <sup>1</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Cohesión efectiva	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistencia al corte sin drenaje	$\gamma_{cu}$	1,4
Resistencia a compresión simple	$\gamma_{qu}$	1,4
Peso específico	$\gamma_\gamma$	1,0
<sup>1</sup> Este factor se aplica a $\tan \phi'$ .		

Tabla 9. Coeficientes parciales  $\gamma_M$  aplicables a los parámetros geotécnicos

### A.3.2. Coeficientes parciales para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO)

Para la comprobación de los estados límite últimos tipo STR/GEO, excepto el estado límite último de estabilidad global, se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo Nacional, Tabla A.3a (Conjunto A1)) de las acciones  $\gamma_F$  o de los efectos de las acciones  $\gamma_E$ . Para las estructuras de puentes de carretera y de ferrocarril y pasarelas, la tabla de referencia es la Tabla AN.9 (tabla A2.4(B)) “Valor de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B)”, del anexo nacional de la Norma UNE-EN 1990, que se adjunta a continuación:

Acción		Efecto	
		Estabilizador	Desestabilizador
Permanente (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,35
	Empuje hidrostático del agua intersticial	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	0,0	1,5

Tabla 10. Coeficientes parciales  $\gamma_F$  aplicables a las acciones o  $\gamma_E$  aplicables a los efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último tipo STR/GEO, excepto el estado límite último de estabilidad global (Conjunto A1)

Por otro lado, para la comprobación del estado límite último de estabilidad global de tipo STR/GEO se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo Nacional, Tabla A.3b (Conjunto A2)) de las acciones  $\gamma_F$  o de los efectos de las acciones  $\gamma_E$ :

Acción		Símbolo	Valor
Permanente	Desfavorable	$\gamma_G$	1,0
	Favorable		1,0
Variable	Desfavorable	$\gamma_Q$	1,3
	Favorable		0,0

Tabla 11. Coeficientes parciales  $\gamma_F$  aplicables a las acciones o  $\gamma_E$  aplicables a los efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último tipo STR/GEO de estabilidad global (Conjunto A2)

Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO), excepto en los análisis de estabilidad global, se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo Nacional, Tabla A.4a) aplicables a los parámetros geotécnicos  $\gamma_M$  (Conjunto M1):

Parámetro geotécnico	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas <sup>1)</sup> ( $\phi$ )	$\gamma_{\phi'}$	1,0
Cohesión efectiva ( $c'$ )	$\gamma_{c'}$	1,0
Resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ )	$\gamma_{c_u}$	1,0
Resistencia a compresión simple ( $q_u$ )	$\gamma_{q_u}$	1,0
Peso específico ( $\gamma$ )	$\gamma_{\gamma}$	1,0
<sup>1)</sup> El coeficiente correspondiente se aplica a ( $\tan \phi'$ ).		

Tabla 12. Coeficientes parciales  $\gamma_M$  aplicables a los parámetros geotécnicos, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite últimos de tipo STR/GEO, excepto en el estado límite último de estabilidad global (Conjunto M1)

Por otro lado, para la comprobación del estado límite último de estabilidad global de tipo STR/GEO se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo Nacional, Tabla A.4b) aplicables a los parámetros geotécnicos  $\gamma_M$  (Conjunto M2):

Estado límite último	Actuación	Situación de proyecto	$\gamma_M$			
			$c'$	$\tan \varphi'$	$c_u$	$\gamma_{ap}$
Estabilidad global con estructura en coronación o talud	Estructuras en obras viarias	Persistente	1,5	1,5	1,5	1,0

Tabla 13. Coeficientes parciales  $\gamma_M$  aplicables a los parámetros geotécnicos en la comprobación de los estados límite últimos de tipo STR/GEO de estabilidad global (Conjunto M2)

Para las comprobaciones de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO), en los cálculos de las estructuras de contención, se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales (UNE-EN 1997, Anexo Nacional, Tabla A.13) de la resistencia  $\gamma_R$  (Conjunto R2):

Resistencia	Símbolo	Valor
Hundimiento	$\gamma_{R,v}$	1,85
Deslizamiento	$\gamma_{R,h}$	1,1

Tabla 14. Coeficientes parciales  $\gamma_R$  aplicables a las resistencias, en el cálculo de estructuras de contención (Conjunto R2)

Para las comprobaciones de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO), en los cálculos de taludes y de estabilidad global, se debe aplicar el coeficiente parcial (UNE-EN 1997, Anexo Nacional, Tabla A.14) de la resistencia al esfuerzo cortante del terreno  $\gamma_{R,e}$  (Conjunto R3):

Resistencia	Símbolo	Valor
Resistencia al esfuerzo cortante del terreno	$\gamma_{R,e}$	1,0

Tabla 15. Coeficientes parciales  $\gamma_R$  aplicables a las resistencias, en el cálculo de taludes y de estabilidad global (Conjunto R3)

**ANEXO B: CÁLCULOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO  
EMPLEANDO LA GUÍA DE CIMENTACIONES PARA  
OBRAS DE CARRETERAS**

## ANEXO B: CÁLCULOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO EMPLEANDO LA GUÍA DE CIMENTACIONES PARA OBRAS DE CARRETERAS

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

#### DATOS

##### A GEOMETRÍA DEL MURO

Altura del muro	$H = 6$	m
Anchura del muro	$B =$	m
Peso específico hormigón	$\gamma_h = 25$	kN/m <sup>3</sup>

##### B DATOS DEL TERRENO

Arcilla		
Peso específico saturado	$\gamma_{sat} = 20$	kN/m <sup>3</sup>
Ángulo de rozamiento interno	$\phi' = 29$	°
	$0,506$	rad
Cohesión	$c' = 50$	kPa
Resistencia al corte sin drenaje	$c_u = 130$	kPa

##### C DATOS DEL RELLENO DEL TRASDÓS

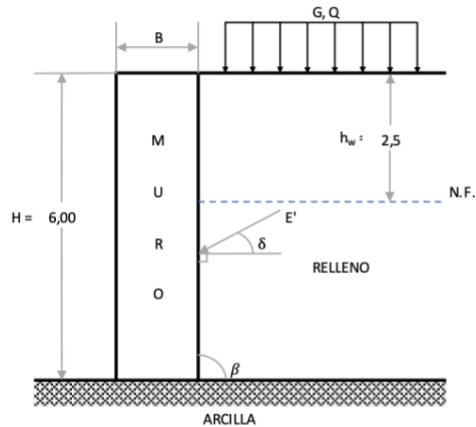
Material granular		
Peso específico sobre N.F.	$\gamma_d = 18$	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico saturado	$\gamma_{sat} = 19$	kN/m <sup>3</sup>
Ángulo de rozamiento interno	$\phi' = 36$	°
Cohesión	$c' = 0$	kPa

##### D CARGAS SOBRE EL TERRENO

Permanente carga repartida	$G = 6$	kN/m <sup>2</sup>
Variable carga repartida	$Q = 4$	kN/m <sup>2</sup>

##### E AGUA

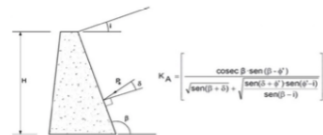
Altura nivel freático	$h_w = 2,5$	m
Peso específico agua	$\gamma_w = 10$	kN/m <sup>3</sup>



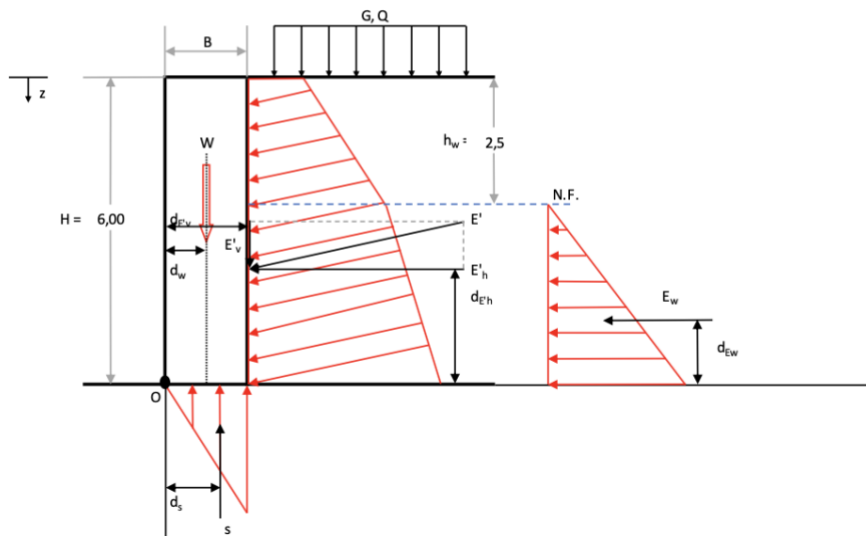
$$i = 0 \text{ } ^\circ$$

$$\beta = 90 \text{ } ^\circ$$

$$\delta = \frac{2}{3} \times \phi' = 24 \text{ } ^\circ$$



### DIAGRAMA DE EMPUJES



CÁLCULO DEL COEFICIENTE ACTIVO DE COULOMB ( $K_A$ )

$$K_A = \left[ \frac{\operatorname{cosec} \beta \times \frac{\sin(\beta - \phi')}{\sqrt{\sin(\beta + \delta) + \frac{\sin(\delta + \phi') \times \sin(\phi' - i)}{\sin(\beta - i)}}}}{2} \right]^2 = 0,235$$

CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE EMPUJE DEL TERRENO

$$e' = K_A \times \sigma_v' = K_A \times z \times \gamma$$

Cargas sobre el terreno:

$$e'_1 = 0,235 \times (6 + 4) = 2,349$$

Empuje producido por el relleno:

$$\text{Para } z = 0 \text{ m} \rightarrow e' = 0,235 \times 0 \times 18 = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Para } z = 2,5 \text{ m} \rightarrow e' = 0,235 \times 2,5 \times 18 = 10,570 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Para } z = 6 \text{ m} \rightarrow e' = 10,570 + 0,235 \times (6 - 2,5) \times (19 - 10) = 17,97 \text{ kN/m}^2$$

$$E'_1 = 2,349 \times 6 = 14,09 \text{ kN}$$

$$E'_2 = \left( \frac{1}{2} \right) \times 10,57 \times 2,5 = 13,21 \text{ kN}$$

$$E'_3 = 10,57 \times (6 - 2,5) = 37 \text{ kN}$$

$$E'_4 = \left( \frac{1}{2} \right) \times (17,97 - 10,57) \times (6 - 2,5) = 12,95 \text{ kN}$$

$$E' = E'_1 + E'_2 + E'_3 + E'_4 = 77,250 \text{ kN}$$

Descomposición de las fuerzas:

$$E'_h = E' \times \cos \delta = 70,571 \text{ kN}$$

$$d_{E'_h} = 2,322 \text{ m}$$

$$E'_v = E' \times \sin \delta = 31,420 \text{ kN}$$

$$d_{E'_v} = B$$

Empuje producido por el agua:

$$u = (6 - 2,5) \times 10 = 35,000 \text{ kN/m}^2$$

$$E_w = \left( \frac{1}{2} \right) \times (6 - 2,5) \times 35,000 = 61,250 \text{ kN}$$

$$d_{E_w} = \left( \frac{1}{3} \right) \times (6 - 2,5) = 1,167 \text{ m}$$

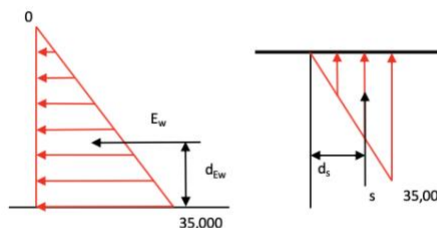
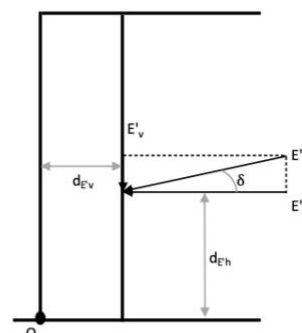
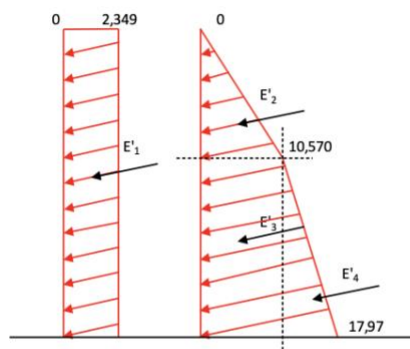
$$s = \left( \frac{1}{2} \right) \times B \times 35,000 = 17,500 \times B \text{ kN}$$

$$d_s = \left( \frac{2}{3} \right) \times B = 0,667 \times B \text{ m}$$

Peso del muro:

$$W = 25 \times 6 \times B = 150,00 \times B \text{ kN}$$

$$d_w = \left( \frac{1}{2} \right) \times B = 0,5 \times B \text{ m}$$



**SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO**

$$F_v = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{volcadores}}} = 2$$

$$F_v = \frac{W \times d_w + E'_v \times d_{E_v}}{E'_h \times d_{E_h} + E_w \times d_{E_w} + s \times d_s} = 2 \longrightarrow B = 2,729 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E'_h &= 70,571 \text{ kN} & d_{E_h} &= 2,322 \text{ m} \\ E'_v &= 31,420 \text{ kN} & d_{E_v} &= B = 2,729 \text{ m} \\ E_w &= 61,250 \text{ kN} & d_{E_w} &= 1,167 \text{ m} \\ s &= 17,500 \times B = 47,765 \text{ kN} & d_s &= 0,667 \times B = 1,82 \text{ m} \\ W &= 150,00 \times B = 409,415 \text{ kN} & d_w &= 0,5 \times B = 1,365 \text{ m} \end{aligned}$$

**SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO**

$$F_v = \frac{c' \times B^* + V' \times \tan \phi'}{H_B} = 1,5$$

**SITUACIÓN A CORTO PLAZO ( $c' = c_u, \phi' = 0$ ):**

$$F_v = \frac{c_u \times B^*}{E'_h + E_w} = 1,5 \longrightarrow B = 2,725 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E'_h &= 70,571 \text{ kN} & d_{E_h} &= 2,322 \text{ m} \\ E'_v &= 31,420 \text{ kN} & d_{E_v} &= B = 2,725 \text{ m} \\ E_w &= 61,250 \text{ kN} & d_{E_w} &= 1,167 \text{ m} \\ s &= 17,500 \times B = 47,688 \text{ kN} & d_s &= 0,667 \times B = 1,817 \text{ m} \\ W &= 150,00 \times B = 408,750 \text{ kN} & d_w &= 0,5 \times B = 1,363 \text{ m} \end{aligned}$$

Dimensiones de la cimentación equivalente:

$$\begin{aligned} B^* &= B - 2 \times e_B = 1,52 \text{ m} \\ e_B &= M_B / V = 0,602 \text{ m} \\ M_B &= 236,345 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

**SITUACIÓN A LARGO PLAZO ( $c', \phi'$ ):**

$$F_v = \frac{c' \times B^* + (W + E'_v - s) \times \tan \phi'}{E'_h + E_w} = 1,5 \longrightarrow B = 2,049 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E'_h &= 70,571 \text{ kN} & d_{E_h} &= 2,322 \text{ m} \\ E'_v &= 31,420 \text{ kN} & d_{E_v} &= B = 2,049 \text{ m} \\ E_w &= 61,250 \text{ kN} & d_{E_w} &= 1,167 \text{ m} \\ s &= 17,500 \times B = 35,858 \text{ kN} & d_s &= 0,667 \times B = 1,366 \text{ m} \\ W &= 150,00 \times B = 307,350 \text{ kN} & d_w &= 0,5 \times B = 1,025 \text{ m} \end{aligned}$$

Dimensiones de la cimentación equivalente:

$$\begin{aligned} B^* &= B - 2 \times e_B = 0,60 \text{ m} \\ e_B &= M_B / V = 0,726 \text{ m} \\ M_B &= 219,934 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

**SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO**

$$p_{v, \text{admissible}} = \frac{p_{vh}}{F_h} \quad F_h = 3$$

Fórmula de Brinch-Hansen:

$$p_{vh} = q \times N_q \times d_q \times i_q \times s_q \times t_q \times r_q + c_u \times N_c \times d_c \times i_c \times s_c \times t_c \times r_c + \frac{1}{2} \times \gamma \times B^* \times N_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times s_\gamma \times t_\gamma \times r_\gamma$$

**SITUACIÓN A CORTO PLAZO ( $c' = c_u, \phi' = 0$ ):**

$$p_{vh} = 630,123 \text{ kN/m}^2$$

$$V_h = p_{vh} \times B^* = 1216,472 \text{ kN}$$

$$F_h = \frac{V_h}{V} = 3 \longrightarrow B = 2,823$$

$q = 10$	$c_u = 130$	$\gamma = 20$
$N_q = 1$	$N_c = 5,14$	$B^* = 1,931$
$d_q = 1$	$d_c = 1,099$	$N_\gamma = 0$
$i_q = 1$	$i_c = 0,845$	$d_\gamma = 1$
$s_q = 1$	$s_c = 1$	$i_\gamma = 0$
$t_q = 1$	$t_c = 1$	$s_\gamma = 1$
$r_q = 1$	$r_c = 1$	$t_\gamma = 1$
		$r_\gamma = 1$

Profundidad de cimentación:  $D = 0,5 \text{ m}$

Fuerzas aplicadas:

$$E_h = 70,571 \text{ kN}$$

$$E'_v = 31,420 \text{ kN}$$

$$E_w = 61,250 \text{ kN}$$

$$s = 17,500 \times B = 49,41 \text{ kN}$$

$$W = 150,00 \times B = 423,5 \text{ kN}$$

$$d_{E'h} = 2,322 \text{ m}$$

$$d_{E'v} = B = 2,823 \text{ m}$$

$$d_{E'w} = 1,167 \text{ m}$$

$$d_s = 0,667 \times B = 1,882 \text{ m}$$

$$d_w = 0,5 \times B = 1,412 \text{ m}$$

$$V = E'_v + W - s = 405,5 \text{ kN}$$

$$H_B = E_h + E_w = 131,821 \text{ kN}$$

$$H_L = 0 \text{ kN}$$

$$d_v = 1,546 \text{ m} \quad e = 0,134 \text{ m}$$

$$d_H = 1,785 \text{ m}$$

$$\tan \delta_B = \frac{H_B}{V} = 0,325$$

$$\tan \delta_L = \frac{H_L}{V} = 0$$

Dimensiones de la cimentación equivalente:

$$B^* = B - 2 \times e_B = 1,931 \text{ m}$$

$$e_B = M_B / V = 0,446 \text{ m}$$

$$M_B = H_B \times d_H - V \times e = 180,979 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga actuante (todo el espesor de tierras D queda por debajo del nivel freático):

$$q = \gamma_{sat} \times D = 10 \text{ kN/m}^2$$

Factores de capacidad de carga (factores N):

$$N_q = 1$$

$$N_c = \pi + 2 = 5,14$$

$$N_\gamma = 0$$

Consideración de la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo (factores d):

$$d_q = 1 + 2 \times \tan \phi' \times (1 - \sin \phi')^2 \times \arctan \left( \frac{D}{B^*} \right) = 1$$

$$d_c = 1 + 2 \times \frac{N_q}{N_c} \times (1 - \sin \phi')^2 \times \arctan \left( \frac{D}{B^*} \right) = 1,099$$

$$d_\gamma = 1$$

Consideración de la inclinación de las cargas (factores i):

$$i_q = 1$$

$$i_c = \frac{1}{2} \times \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B^* \times L^* \times cu}} \right) = 0,845$$

$$i_\gamma = \text{no es de aplicación, pues } N_\gamma = 0$$

Consideración de la forma de la cimentación (factores s):

$$s_q = s_c = s_\gamma = 1 \quad (\text{No es de aplicación al tratarse de una zapata corrida})$$

Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud (factores t):

$$t_q = t_c = t_\gamma = 1 \quad (\text{No es de aplicación en este caso})$$

Efecto de la inclinación del plano de apoyo (factores r):

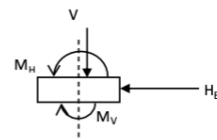
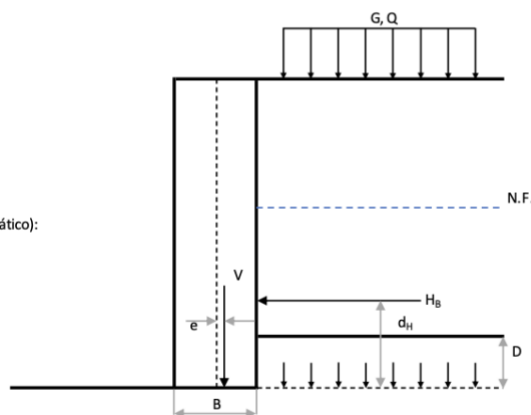
$$r_q = r_c = r_\gamma = 1 \quad (\text{No es de aplicación en este caso})$$

**SITUACIÓN A LARGO PLAZO ( $c', \phi'$ ):**

$$p'_{vh} = 683,597 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{vh} = p'_{vh} + u = 683,597 + D \times \gamma_w = 688,6 \text{ kN/m}^2$$

$$V_h = p_{vh} \times B^* = 1141,212 \text{ kN}$$



$q' = 5$	$c' = 50$	$\gamma' = 10$
$N_q = 16,443$	$N_c = 27,860$	$B^* = 1,657$
$d_q = 1,086$	$d_c = 1,092$	$N_\gamma = 17,121$
$i_q = 0,435$	$i_c = 0,398$	$d_\gamma = 1$
$s_q = 1$	$s_c = 1$	$i_\gamma = 0,279$
$t_q = 1$	$t_c = 1$	$s_\gamma = 1$
$r_q = 1$	$r_c = 1$	$t_\gamma = 1$
		$r_\gamma = 1$



$$F_h = \frac{V_h}{V} = 3 \rightarrow B = 2,634 \text{ m}$$

Profundidad de cimentación:  $D = 0,5 \text{ m}$

Fuerzas aplicadas:

$E'_h = 70,571 \text{ kN}$	$d_{E'h} = 2,322 \text{ m}$	$V = E'_v + W - s = 380,404 \text{ kN}$
$E'_v = 31,420 \text{ kN}$	$d_{E'v} = B = 2,634 \text{ m}$	$H_B = E'_h + E_w = 131,821 \text{ kN}$
$E_w = 61,250 \text{ kN}$	$d_{Ew} = 1,167 \text{ m}$	$H_L = 0 \text{ kN}$
$s = 17,500 \times B = 46,09 \text{ kN}$	$d_s = 0,667 \times B = 1,756 \text{ m}$	$d_v = 1,447 \text{ m}$
$W = 150,00 \times B = 395,1 \text{ kN}$	$d_w = 0,5 \times B = 1,317 \text{ m}$	$e = 0,13 \text{ m}$
$\tan \delta_B = \frac{H_B}{V} = 0,347$	$\tan \delta_L = \frac{H_L}{V} = 0$	$d_H = 1,785 \text{ m}$

Dimensiones de la cimentación equivalente:

$$B^* = B - 2 \times e_B = 1,657 \text{ m}$$

$$e_B = M_B / V = 0,488 \text{ m}$$

$$M_B = H_B \times d_H - V \times e = 185,740 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga actuante (todo el espesor de tierras D queda por debajo del nivel freático):

$$q' = \gamma' \times D = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times D = 5 \text{ kN/m}^2$$

Factores de capacidad de carga (factores N):

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \times e^{\pi \times \tan \phi'} = 16,443$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'} = 27,86$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \phi' = 17,12$$

Consideración de la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo (factores d):

$$d_q = 1 + 2 \times \tan \phi' \times (1 - \sin \phi')^2 \times \arctan \left( \frac{D}{B^*} \right) = 1,086$$

$$d_c = 1 + 2 \times \frac{N_q}{N_c} \times (1 - \sin \phi')^2 \times \arctan \left( \frac{D}{B^*} \right) = 1,092$$

$$d_\gamma = 1$$

Consideración de la inclinación de las cargas (factores i):

$$i_q = (1 - 0,7 \times \tan \delta_B)^3 \times (1 - \tan \delta_L) = 0,435$$

$$i_c = \frac{i_q \times N_q - 1}{N_q - 1} = 0,398$$

$$i_\gamma = (1 - \tan \delta_B)^3 \times (1 - \tan \delta_L) = 0,279$$

Consideración de la forma de la cimentación (factores s):

$$s_q = s_c = s_\gamma = 1 \quad (\text{No es de aplicación al tratarse de una zapata corrida})$$

Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud (factores t):

$$t_q = t_c = t_\gamma = 1 \quad (\text{No es de aplicación en este caso})$$

Efecto de la inclinación del plano de apoyo (factores r):

$$r_q = r_c = r_\gamma = 1 \quad (\text{No es de aplicación en este caso})$$

**ANEXO C: CÁLCULOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO  
EMPLEANDO EL EUROCÓDIGO 7: PROYECTO GEOTÉCNICO**

## ANEXO C: CÁLCULOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO EMPLEANDO EL EUROCÓDIGO 7: PROYECTO GEOTÉCNICO

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

#### DATOS

##### A GEOMETRÍA DEL MURO

Altura del muro	$H = 6$	m
Anchura del muro	$B = 25$	m
Peso específico hormigón	$\gamma_h = 25$	kN/m <sup>3</sup>

##### B DATOS DEL TERRENO

Arcilla		
Peso específico saturado	$\gamma_{sat} = 20$	kN/m <sup>3</sup>
Ángulo de rozamiento interno	$\phi' = 29$	°
	$0,506$	rad
Cohesión	$c' = 50$	kPa
Resistencia al corte sin drenaje	$c_u = 130$	kPa

##### C DATOS DEL RELLENO DEL TRASDÓS

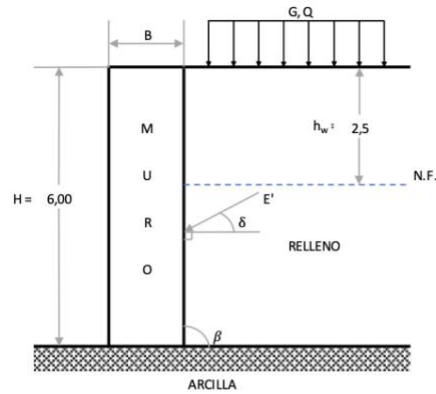
Material granular		
Peso específico sobre N.F.	$\gamma_d = 18$	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico saturado	$\gamma_{sat} = 19$	kN/m <sup>3</sup>
Ángulo de rozamiento interno	$\phi' = 36$	°
Cohesión	$c' = 0$	kPa

##### D CARGAS SOBRE EL TERRENO

Permanente carga repartida	$G = 6$	kN/m <sup>2</sup>
Variable carga repartida	$Q = 4$	kN/m <sup>2</sup>

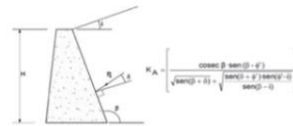
##### E AGUA

Altura nivel freático	$h_w = 2,5$	m
Peso específico agua	$\gamma_w = 10$	kN/m <sup>3</sup>



$$i = 0 \text{ °} \quad \beta = 90 \text{ °} \quad \delta = \frac{2}{3} \times \phi' = 24 \text{ °}$$

$$i = 0 \text{ rad} \quad \beta = 1,571 \text{ rad} \quad \delta = 0,419 \text{ rad} \quad \phi' = 0,628 \text{ rad} \quad (36 \text{ °})$$



### DIAGRAMA DE EMPUJES

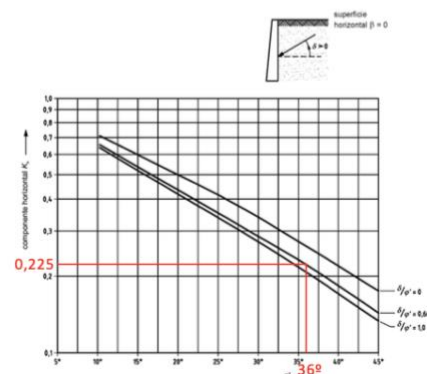
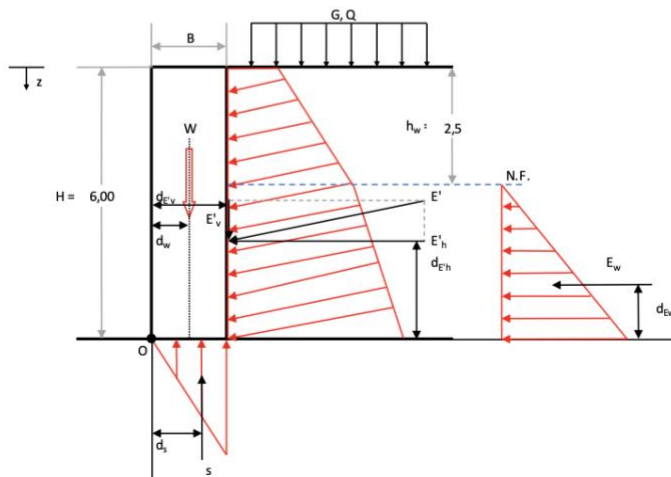


Figura C.1.1 – Coeficientes  $K_A$  del empuje unitario de tierras activo efectiva (componente horizontal):  
con superficie horizontal en trasdós ( $\beta = 0$ )

Componente horizontal:  $K_A = 0,225$   
Coeficiente de empuje activo:  $K_A = 0,246$  (De forma gráfica)

### Descomposición de las fuerzas

#### 1. Carga repartida permanente

$$G_K = 0,246 \times 6 \times 6 = 8,867$$

$$G_{K,h} = 8,867 \times \cos \delta = 8,100$$

$$G_{K,v} = 8,867 \times \sin \delta = 3,606$$

$$d_{G,h} = (1 / 2) \times 6 = 3$$

$$d_{G,v} = B$$

#### 2. Carga repartida variable

$$Q_K = 0,246 \times 4 \times 6 = 5,911$$

$$Q_{K,h} = 5,911 \times \cos \delta = 5,400$$

$$Q_{K,v} = 5,911 \times \sin \delta = 2,404$$

$$d_{Q,h} = (1 / 2) \times 6 = 3$$

$$d_{Q,v} = B$$

#### 3. Empuje de tierras

$$e' = K_A \times \sigma'_v = K_A \times z \times \gamma$$

$$\text{Para } z = 0 \text{ m} \rightarrow e' = 0,246 \times 0 \times 18 = 0,000$$

$$\text{Para } z = 2,5 \text{ m} \rightarrow e' = 0,246 \times 2,5 \times 18 = 11,083$$

$$\text{Para } z = 6 \text{ m} \rightarrow e' = 11,083 + 0,246 \times (6 - 2,5) \times (19 - 10) = 18,841$$

$$E'_{K,1} = (1 / 2) \times 11,083 \times 2,5 = 13,854$$

$$E'_{K,2} = 11,083 \times (6 - 2,5) = 38,791$$

$$E'_{K,3} = (1 / 2) \times (18,841 - 11,083) \times (6 - 2,5) = 13,577$$

$$E'_K = E'_{K,1} + E'_{K,2} + E'_{K,3} = 66,222$$

$$E'_{K,h} = E'_K \times \cos \delta = 60,497$$

$$E'_{K,v} = E'_K \times \sin \delta = 26,935$$

$$d_{E,h} = 2,171$$

$$d_{E,v} = B$$

#### 4. Empuje producido por el agua

$$u = (6 - 2,5) \times 10 = 35,000$$

$$E_{w,K} = (1 / 2) \times (6 - 2,5) \times 35,000 = 61,250$$

$$d_{Ew} = (1 / 3) \times (6 - 2,5) = 1,167$$

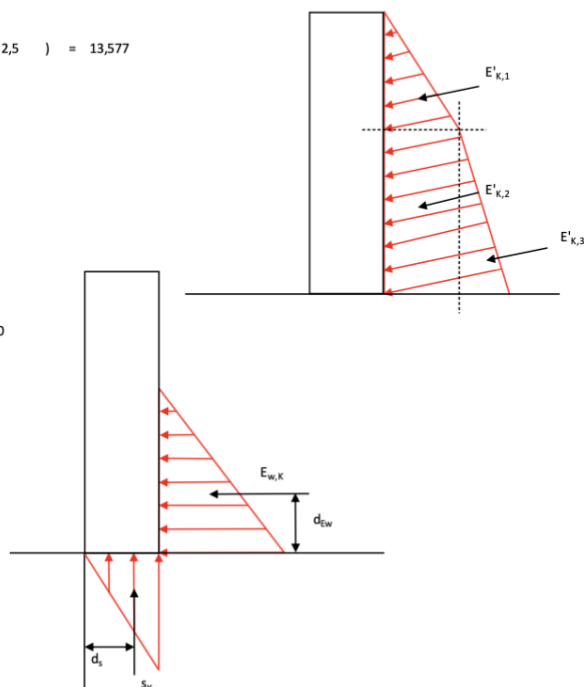
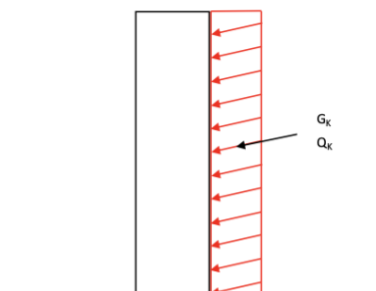
$$s_K = (1 / 2) \times B \times 35,000 = 17,500 \times B$$

$$d_s = (2 / 3) \times B = 0,667 \times B$$

#### 5. Peso del muro

$$W_K = 25 \times 6 \times B = 150,00 \times B$$

$$d_w = (1 / 2) \times B = 0,5 \times B$$



### SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO

Coefficientes parciales  $\gamma_f$  aplicables a las acciones, en la comprobación de los estados límite últimos de tipo EQU

ACCIÓN		EFECTO	
		Estabilizador	Desestabilizador
Permanente (G) $\gamma_G$	Peso propio	0,90	1,10
	Carga muerta	0,90	1,10
	Empuje del terreno	1,00	1,35
	Empuje hidrostático del agua intersticial	1,00	1,35
Variable (Q) $\gamma_Q$	Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	0,00	1,50

Coefficientes parciales  $\gamma_M$  aplicables a los parámetros geotécnicos (estos coeficientes se aplican solamente en el cálculo de resistencias)

Parámetro geotécnico	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas ( $\phi$ )	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Cohesión efectiva ( $c'$ )	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ )	$\gamma_{c_u}$	1,40
Resistencia a compresión simple ( $q_u$ )	$\gamma_{q_u}$	1,40
Peso específico ( $\gamma$ )	$\gamma_r$	1,00

$$M_{Ed,dst} \leq M_{Ed,stb} \longrightarrow \frac{M_{Ed,dst}}{M_{Ed,stb}} \leq 1 \longrightarrow B = 2,117$$

Momentos estabilizadores (componentes verticales):

Fuerzas	Valor característico	Coefficiente	Valor de diseño	Brazo	Momento
Peso propio	317,5500	0,90	285,7950	1,059	302,5140
Carga muerta (carga permanente)	3,6064	1,10	3,9670	2,117	8,3981
Empuje del terreno	26,9349	1,35	36,3622	2,117	76,9787
Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	2,4042	1,50	3,6064	2,117	7,6346
					<b>395,5255</b>

Momentos desestabilizadores (componentes horizontales + subpresión):

Fuerzas	Valor característico	Coefficiente	Valor de diseño	Brazo	Momento
Carga muerta (carga permanente)	8,1000	1,10	8,9100	3,000	26,7300
Empuje del terreno	60,4969	1,35	81,6708	2,171	177,2951
Empuje hidrostático del agua intersticial	61,2500	1,35	82,6875	1,167	96,4688
Subpresión	37,0475	1,35	50,0141	1,411	70,5866
Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	5,4000	1,50	8,1000	3,000	24,3000
					<b>395,3804</b>

## SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Coefficientes parciales  $\gamma_F$  aplicables a las acciones, en la comprobación de los estados límite últimos de tipo STR/GEO

ACCIÓN		EFECTO	
		Estabilizador	Desestabilizador
Permanente (G) $\gamma_G$	Peso propio	1,00	1,35
	Carga muerta	1,00	1,35
	Empuje del terreno	1,00	1,35
	Empuje hidrostático del agua intersticial	1,00	1,35
Variable (Q) $\gamma_Q$	Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	0,00	1,50

Coefficientes parciales  $\gamma_M$  aplicables a los parámetros geotécnicos (estos coeficientes se aplican solamente en el cálculo de resistencias)

Parámetro geotécnico	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas ( $\phi$ )	$\gamma_{\phi'}$	1,00
Cohesión efectiva ( $c'$ )	$\gamma_{c'}$	1,00
Resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ )	$\gamma_{c_u}$	1,00
Resistencia a compresión simple ( $q_u$ )	$\gamma_{q_u}$	1,00
Ángulo de rozamiento interno en efectivas ( $\phi$ )	$\gamma_{\phi'}$	1,00

Coefficientes parciales  $\gamma_r$  aplicables a las resistencias, en el cálculo de cimentaciones directas (Conjunto R2)

Resistencia	Símbolo	Valor (otras estructuras)
Deslizamiento por la base	$\gamma_{R, h}$	1,10

Fuerzas desestabilizadoras  $E_d$  (componentes horizontales):

Fuerzas	Valor característico	Coficiente	Valor de diseño
Carga muerta (carga permanente)	8,1000	1,35	10,9350
Empuje del terreno	60,4969	1,35	81,6708
Empuje hidrostático del agua intersticial	61,2500	1,35	82,6875
Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	5,4000	1,50	8,1000
Hd =			183,3933

Resistencias:

**SITUACIÓN A CORTO PLAZO ( $c' = c_u, \phi' = 0$ ):**

$$H_d \leq R_d \longrightarrow \frac{H_d}{R_d} \leq 1 \longrightarrow B = 1,552$$

$$R_d = A_c \cdot c_{u,h} / \gamma_{R,h} = 183,4$$

**SITUACIÓN A LARGO PLAZO ( $c', \phi'$ ):**

$$H_d \leq R_d \longrightarrow \frac{H_d}{R_d} \leq 1 \longrightarrow B = 3,229$$

$$R_d = V_d \cdot \tan \delta_{h,h} / \gamma_{R,h} = 183,3$$

Fuerzas estabilizadoras (componentes verticales):

Fuerzas	Valor característico	Coficiente	Valor de diseño
Peso propio	484,3500	1,00	484,3500
Carga muerta (carga permanente)	3,6064	1,35	4,8686
Empuje del terreno	26,9349	1,35	36,3622
Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	2,4042	1,50	3,6064
Subpresión	56,5075	1,35	76,2851
Vd =			452,9020

## SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO

Coficientes parciales  $\gamma_f$  aplicables a las acciones, en la comprobación de los estados límite últimos de tipo STR/GEO

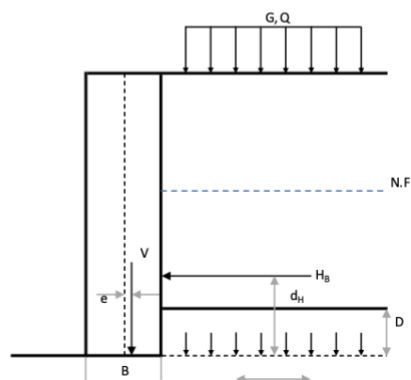
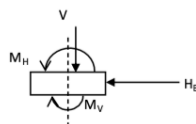
ACCIÓN		EFECTO	
		Estabilizador	Desestabilizador
Permanente (G) $\gamma_G$	Peso propio	1,00	1,35
	Carga muerta	1,00	1,35
	Empuje del terreno	1,00	1,35
	Empuje hidrostático del agua intersticial	1,00	1,35
Variable (Q) $\gamma_Q$	Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	0,00	1,50

Coficientes parciales  $\gamma_M$  aplicables a los parámetros geotécnicos (estos coeficientes se aplican solamente en el cálculo de resistencias)

Parámetro geotécnico	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas ( $\phi$ )	$\gamma_{\phi'}$	1,00
Cohesión efectiva ( $c'$ )	$\gamma_{c'}$	1,00
Resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ )	$\gamma_{c_u}$	1,00
Resistencia a compresión simple ( $q_u$ )	$\gamma_{q_u}$	1,00
Ángulo de rozamiento interno en efectivas ( $\phi$ )	$\gamma_{\phi'}$	1,00

Coficientes parciales  $\gamma_f$  aplicables a las resistencias, en el cálculo de cimentaciones directas (Conjunto R2)

Resistencia	Símbolo	Valor (otras estructuras)
Hundimiento	$\gamma_{R,v}$	1,85



## SITUACIÓN A CORTO PLAZO ( $c' = c_u, \phi' = 0$ ):

Profundidad de cimentación:  $D = 0,5 \text{ m}$

Fuerzas horizontales:

Fuerzas	Valor característico	Coficiente	Valor de diseño	Brazo	Momento
Empuje del terreno	60,4969	1,35	81,6708	2,671	218,1305
Carga muerta (carga permanente)	8,1000	1,35	10,9350	3,500	38,2725
Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	5,4000	1,50	8,1000	3,500	28,3500
Empuje hidrostático del agua intersticial	61,2500	1,35	82,6875	1,667	137,8125
$H =$			183,3933	$M_h =$	422,5655

Fuerzas verticales:

Fuerzas	Valor característico	Coficiente	Valor de diseño	Brazo	Momento
Empuje del terreno	26,9349	1,35	36,3622	1,762	64,0520
Carga muerta (carga permanente)	3,6064	1,35	4,8686	1,762	8,5760
Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	2,4042	1,50	3,6064	1,762	6,3526
Peso propio	528,4500	1,35	713,4075	0,000	0,0000
Subpresión	61,6525	1,35	83,2309	0,587	48,8704
$V_d =$			758,2446	$M_v =$	30,1102

Dimensiones de la cimentación equivalente:

$$B' = B - 2 \times e_B = 2,488$$

$$e_B = M_B / V = 0,518$$

$$M_B = M_h - M_v = 392,455$$

Sobrecarga actuante (todo el espesor de tierras D queda por debajo del nivel freático):

$$q = \gamma_{sat} \times D = 10$$

$$R / A' = (\pi + 2) \times c_u \times b_c \times s_c \times i_c + q$$

$$b_c = 1 - 2 \times \alpha / (\pi + 2) = 1 \quad (\text{para } \alpha = 0)$$

$$s_c = 1 \quad (\text{para zapata corrida})$$

$$i_c = \frac{1}{2} \times \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' \times c_u}} \right) = 0,829 \quad (\text{siendo } H \leq A' \times c_u)$$

$$R = 1403,4025$$

$$R_d = R / \gamma_{R,v} = 758,59597$$

$$V_d \leq R_d \longrightarrow \frac{V_d}{R_d} \leq 1 \longrightarrow B = 3,523$$

## SITUACIÓN A LARGO PLAZO ( $c', \phi'$ ):

Profundidad de cimentación:  $D = 0,5 \text{ m}$

Fuerzas horizontales:

Fuerzas	Valor característico	Coficiente	Valor de diseño	Brazo	Momento
Empuje del terreno	60,4969	1,35	81,6708	2,671	218,1305
Carga muerta (carga permanente)	8,1000	1,35	10,9350	3,500	38,2725
Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	5,4000	1,50	8,1000	3,500	28,3500
Empuje hidrostático del agua intersticial	61,2500	1,35	82,6875	1,667	137,8125
$H =$			183,3933	$M_h =$	422,5655

Fuerzas verticales:

Fuerzas	Valor característico	Coficiente	Valor de diseño	Brazo	Momento
Empuje del terreno	26,9349	1,35	36,3622	1,263	45,9072
Carga muerta (carga permanente)	3,6064	1,35	4,8686	1,263	6,1466
Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos	2,4042	1,50	3,6064	1,263	4,5530
Peso propio	378,7500	1,35	511,3125	0,000	0,0000
Subpresión	44,1875	1,35	59,6531	0,421	25,1040
		$V_d =$	556,1496	$M_v =$	31,5028

Dimensiones de la cimentación equivalente:

$$B' = B - 2 \times e_B = 1,119$$

$$e_B = M_B / V = 0,703$$

$$M_B = M_h - M_v = 391,063$$

Sobrecarga actuante (todo el espesor de tierras D queda por debajo del nivel freático):

$$q' = \gamma' \times D = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times D = 5$$

$$R / A' = c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

Valores de los coeficientes adimensionales:

· Capacidad portante:

$$N_q = e^{\pi \times \tan \phi'} \times \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) = 16,443$$

$$N_c = \left( N_q - 1 \right) \times \cot \phi' = 27,860$$

$$N_\gamma = 2 \times \left( N_q - 1 \right) \times \tan \phi' = 17,121 \quad \text{siendo } \delta \geq \phi'/2 \text{ (base rugosa)}$$

· Inclinación de la base de cimentación:

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1 \quad (\text{para } \alpha = 0)$$

· Forma de la cimentación:

$$s_q = s_\gamma = s_c = 1 \quad (\text{para zapata corrida})$$

· La inclinación de la carga debido a carga horizontal H:

$$i_c = i_q - \left( 1 - i_q \right) / \left( N_c \times \tan \phi' \right) = 0,593$$

$$i_q = \left[ 1 - H / \left( V + A' \times c' \times \cot \phi' \right) \right]^m = 0,618$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - H / \left( V + A' \times c' \times \cot \phi' \right) \right]^{m+1} = 0,445$$

donde

$$m = m_B = \left[ 2 + \left( B' / L' \right) \right] / \left[ 1 + \left( B' / L' \right) \right] = 1,472 \quad \text{cuando H actúa en la dirección de B'}$$

$$R = 1028,538$$

$$R_d = R / \gamma_{R,v} = 555,96651$$

$$V_d \leq R_d \longrightarrow \frac{V_d}{R_d} \leq 1 \longrightarrow B = 2,525$$



## **ANEXO D: CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD GLOBAL**

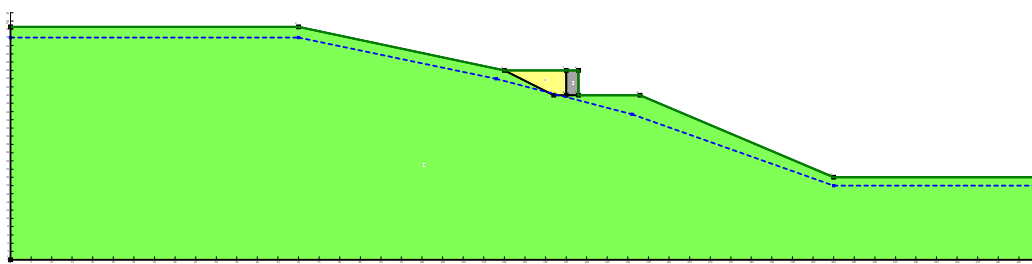
## ANEXO D: CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

El cálculo de la estabilidad global de la estructura de contención se ha realizado mediante el software SLOPE/W 2016 de GeoStudio.

Para la definición del problema se ha considerado una ladera en la que se ha realizado una excavación para, posteriormente, construir la estructura y realizar el relleno. Este procedimiento en el que se está realizando un desmont, implica que la peor situación va a ocurrir a largo plazo (es decir, con condiciones drenadas).

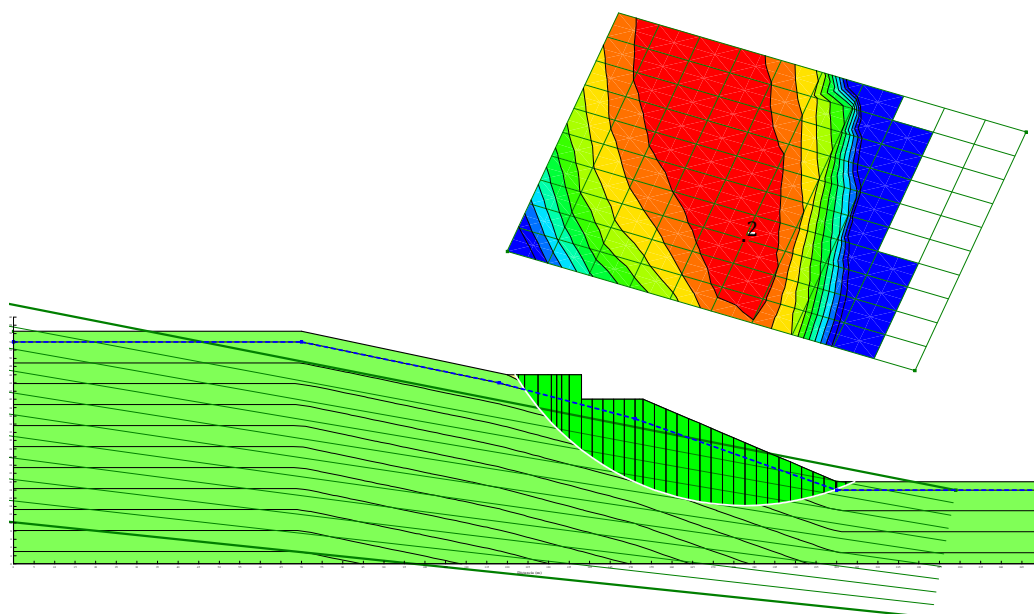
La definición del problema queda recogida en la Figura 27. Los diferentes colores representan los diferentes materiales, siendo el gris el hormigón armado, el amarillo el relleno y el verde la arcilla. Estos materiales se han definido con los mismos parámetros empleados en los Anexos B y C para el diseño de la estructura de contención.

Por otro lado, se han definido dos pendientes diferentes. La ladera que se encuentra por debajo de la estructura de contención tiene una pendiente 2,5H:1V, mientras que la que se encuentra en la parte superior es inferior, siendo la pendiente 5H:1V. También se supone que, por debajo de lo representado, aparece un lecho rocoso.



*Figura 27. Definición del problema.*

Una vez definido el problema, se ha procedido a analizar la superficie de rotura que resulta junto con su coeficiente de seguridad correspondiente. Como se muestra en la Figura 28, se forma una rotura circular con un coeficiente de seguridad asociado de  $F = 2$ .



*Figura 28. Superficie de rotura junto al valor del coeficiente de seguridad.*

De igual manera, se han realizado dos cálculos complementarios teniendo en cuenta las cargas existentes sobre el relleno.

El primer cálculo se ha realizado con las cargas sin mayorar, siguiendo el procedimiento de la Guía de cimentaciones, aplicando una carga total de  $6 + 4 = 10 \text{ kN/m}^2$ . El resultado obtenido es el mismo que para el caso sin cargas, quedando así un factor de seguridad de la estabilidad global de  $F = 2$ .

Si se introducen las cargas siguiendo el Eurocódigo 7, éstas deben combinarse de la forma  $1,00 \cdot 6 + 1,3 \cdot 4 = 11,2 \text{ kN/m}^2$ . Igual que en el caso anterior y en la situación sin cargas, el resultado que se ha obtenido es un factor de seguridad  $F = 2$ .